

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية وزارة
التعليم العالي و البحث العلمي

المدرسة الوطنية العليا
للري
"المجاهد عبد الله عرابوي"



NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR
HYDRAULICS
"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"

ⵎⴰⵔⵉⵏⵉ ⵙⵉⵎⵓⵏⵉ ⵙⵉⵎⵓⵏⵉ ⵙⵉⵎⵓⵏⵉ ⵙⵉⵎⵓⵏⵉ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option: CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**Etude de protection contre les inondation de la partie Est de
la ville de Bordj Bounaama (W.Tissemsilt)**

Présenté par :

YEKHTAR Abdelnour

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mme H.MEDDI	MCA	Président
Mr D.KAHLERRAS	MCB	Examineur
Mme S.HOULI	MAA	Examinatrice
Mme S.SADOUNE	MCB	Promotrice

Session Novembre 2020

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la santé et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Je souhaite tout d'abord remercier tous les enseignants de l'ENSH qui m'ont donné des conseils et des explications.

Je tiens à remercier particulièrement Madame S. SADOUNE pour ces orientations et pour le temps qu'il m'a accordé

Je remercie également mes chers amis : Yasser, Nadjib, Adel, Mehdi, Nadir, Mohammed Salah, Djalil, Tarek, Youcef And Idriss qui m'ont aidé pour l'élaboration de ce travail et qui m'ont soutenu moralement.

Mes remerciements à l'équipe pédagogique de l'école aux intervenants de l'école aux responsable m'avoir apporté au bon déroulement du mon étude.

Je vous remercie tous

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de

Reconnaissance a:

Ma famille, et SURTOUT ma chère mère QUI m'a TOUJOURS ENCOURAGE

A mes chères amies depuis le collège

A mes amis d'école préparatoire science et technique d'Oran

A mes amis de l'école nationale SUPÉRIEURE d'hydraulique Blida

ملخص:

الهدف من هذا العمل هو القيام بدراسة تهيئة للوادي الذي يمر من الجهة الشرقية لمدينة برج بونعاما في ولاية تسمسيلات من أجل حماية هذه المدينة ضد الفيضانات .
دراستنا هذه تتضمن ثلاث مراحل :المرحلة الأولى تتضمن دراسة هيدرولوجية من أجل تقدير وتحديد كمية المياه المحتمل تدفقها في الحوض المائي؛أما المرحلة الثانية تتضمن دراسة ميدانية حيث قمنا بتشخيص المنشآت الموجودة والمقرر وضعها ميدانيا مع وضع مخطط للمشروع المراد انجازه، وفي المرحلة الأخيرة قمنا بتحديد حجم الأعمال والآليات المناسبة للإنجاز و تكلفة المشروع ومدة الإنجاز بحيث تحصلنا على :معدل تدفق يقدر ب 6.183م³ على مساحة حوض مائي مقدرة ب 65هكتار، بمبلغ إجمالي للمشروع بحوالي 30 673 143 دج في مدة إنجاز مقدرة بأربعة أشهر .

Résumé :

Notre travail a pour objectif de faire une Etude d'aménagement d'un Oued traverse la partie Est de la ville de « BORDJ BOUNAAMA, Wilaya de Tissemsilt » pour protéger la ville contre les inondations. Trois phases séquentielles et complémentaires ont été étudié : La première phase comporte une étude hydrologique pour estimer et quantifier le débit retenu à notre bassin versant, la seconde phase : le diagnostic qui vise à relever les anomalies et les contraintes imposé sur le site dans le but de faire une présélection des variantes et tracer le plan d'aménagement nécessaire et la dernière phase consiste à déterminer les volume des travaux , les mécanisme d'exécution ,le cout de projet et la de réalisation ; on a trouvé que : Le débit retenu est de 6.183 m³ pour une surface de bassin versant de 65 ha, Le devis de projet est d'ordre de 30 673 143 DA et la Période de Réalisation est de 4mois.

Abstract :

The goal of this work is study the planning and development of a Oued that crosses the city of Bourdj Bounaama (W.Tissemsilt) to protect the city against floods.

Three sequentiel and complemantery phases were studied

The first phase includes a hydrological study to estimate and quantify the flow rate retained in our watershed. The second one is the diagnostic which aims to identify the anomalies and the constraints imposed in the site in order to make a preselection of a variant and drow an appropriate devlepmnt plan.The final phase consiste for determining the volumes of the works, the execution mechanisms and the evaluation of the cost of the project.

The flow rate retained in ouar watershed in 6.183 m³ whith a surface of 65 hectares the project estimate around 30 673 143 DA with an implementation period of 4 months.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Conclusion.....	11
I.1 Introduction	12
I.2 Situation géographique	12
I.3 Situation topographique.....	12
I.4 Situation climatique.....	13
I.4.1 Pluviométrie	13
I.4.2 Le vent.....	14
I.4.3 La température.....	14
I.5 Situation géologique	15
I.6 Situation sismique.....	15
I.7 Situation hydraulique.....	15
I.7.1 Réseaux assainissement.....	15
I.7.2 Réseau eau potable	15
Conclusion.....	16

CHAPITRE II : CARACTERISTIQUE MORPHOMETRIQUE ET HYDROGRAPHIQUE DU BASSIN VERSANT

II.1 Introduction	17
II.2 Caractéristique morfo métrique et hydrographique du bassin versante	17
II.2.1 Caractéristique morfo métrique du bassin versant.....	18
1 La surface	18
2 Le périmètre	18
3 Indice de compacité de Graveliuse K_c	18
4 Rectangle équivalente	18
II.2.2 Les reliefs	19

1 Les altitudes caractéristiques	19
2. Courbe hypsométrique	19
3. Les indices	20
a. Indice de pente globale	20
b. Pente moyenne du bassin versant	20
II.2.3 Le réseau hydrographique	20
1. Classification des cours d'eau	21
2. Densité de drainage	21
3. Pente moyenne de cours d'eau principale	21
4. Temps de concentration	22
5. Vitesse moyenne de ruissellement	23
Conclusion	24

CHAPITRE III: ETUDE HYDROLOGIQUE

III.1 Introduction	25
III.2 L'analyse fréquentielle de la série de précipitation	25
III.2.1 Etude des précipitations	25
1. vérification de l'hétérogénéité de la série	26
2. Statistique du teste	28
III.2.2 Choix des lois d'ajustement	29
a. Ajustement la série pluviométrique a loi de Gumbel	29
b. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton	30
III.2.3 Comparaison entre les deux lois d'ajustement	32
III.3 Pluie de courte durée	33
Conclusion	36

CHAPITRE IV: ESTIMATION DU DEBIT ET ETUDE LES APPORTS

IV.1	Introduction	37
IV.2	Etude des Apports.....	37
IV.2.1	Apports liquide	37
IV.2.2	L'apport solide	38
IV.3	Etude de crues.....	39
IV.3.1	Méthode de calcul de crue	39
a .	Méthode empirique	40
1.	Estimation de débit.....	40
2.	Hydro gramme des crues	40
b.	Méthode régionale (proposée par Dr. MEDDI (2017)).....	41
1.	Estimation du débit	42
2.	Hydrogramme des crues.....	44
3.	Calcul de volume de crue	45
	Conclusion.....	45

CHAPITRE V: CALCUL HYDRAULIQUE

V.1	Introduction	46
V.2	Rappel hydraulique générale	46
V.2.1	Ecoulement a surface libre [04].....	46
V.2.2	Les canaux [02].....	47
1-	Les profile des canaux	47
2-	Type des canaux [04]	48
a-	Canal circulaire.....	48
b-	Canal trapézoïdale	48
c-	Canal rectangulaire.....	49
d-	Les canaux prismatiques	49
V.3	Étude des variantes	49
V.3.1	Dimensionnement des canaux	55
1-	Détermination du coefficient de Chézy.....	56
2-	Détermination les caractéristique géométrique et hydraulique de l'écoulement	57

3-	Paramètre de dimensionnement	58
V.3.2	Calcul du dimensionnement du canal.....	59
1-	Résultats.....	59
2-	La ligne d'eau.....	63
3-	Les ouvrages annexes	66
	Conclusion.....	67

CHAPITRE VI: ORGANISATION DE CHANTIER

VI.1	Introduction:	68
VI.2	Généralité.....	68
VI.2.1	Les étapes d'avant-projet.....	68
VI.2.2	Dossier du marché	68
VI.2.3	Choisir des matériaux de la canalisation et de construction.....	68
VI.3	Succession des travaux de chantier	69
VI.3.1	Travaux préparatoires et installation de chantier	69
VI.3.2	Préparation de site de construction.....	69
VI.3.3	Exécution des travaux.....	69
	1. Engins d'exécution	69
VI.4	Calcul de cubatures.....	72
VI.4.1	Volume du déblai et de remblai	72
VI.4.2	Volume du béton	74
	1. Volume de béton armé	74
	2. Volume du béton propreté.....	74
	3. Nombre de casse de gabion.....	74
VI.5	Planification.....	75
VI.5.1	Définition.....	75
	1. Méthode C P M (méthode de chemin critique)	76
	2. Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical)	76

3.Méthode P.D.M (Procedure Diagram Methode).....	76
b. Estimation du cout projet	79
Conclusion.....	80
Conclusion générale	81
Références Bibliographiques.....	82
Annexes	83

Liste des tableaux

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I.01 : répartition mensuelle des précipitations	14
Tableau I.02 : la vitesse moyenne mensuelle du vent.....	14
Tableau I.03 : la Temperature maximale ,minimale et moyenne a l'échelle mensuelle	14

CHAPITRE II : CARACTERISTIQUE MORPHOMETRIQUE ET HYDROGRAPHIQUE DU BASSIN VERSANT

Tableau II.01 : répartition en pourcentages des surfaces hypsométrique.....	19
Tableau II.02: estimation du temps de concentration.....	23
Tableau II.03 : Caractéristiques du bassin versant.....	23

CHAPITRE III: ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III.01 : Information de la station pluviométrique	25
Tableau III.02: La série pluviométrique.....	26
Tableau III.03: les étapes d'homogénéisation de la série	27
Tableau III.04: résultats d'ajustement a la loi de Gumbel.....	30
Tableau III.05: résultats du teste d'adéquation de Khi2	30
Tableau III.06: résultats d'ajustement a la loi de Galton.....	31
Tableau III.07: résultats du teste d'adéquation de Khi2.....	31
Tableau III .08: pluies et intensité maximales	34

CHAPITRE IV: ESTIMATION DU DEBIT ET CALCUL LES APPORTS

Tableau IV.01 : Apporte moyenne interannuelle.....	37
Tableau IV.0 2 : valeurs d'apports Apporte solide selon la formule de TEXERON.....	38
Tableau IV.03 : valeurs d'apports solides selon de la formule de GAVRILLOVIC.....	39
Tableau IV .04 : Valeurs de coefficient de ruissellement.....	40

Tableau IV.05 : Le débit de crues au bassin versant.....	41
Tableau IV.06: Débit fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue.....	42
Tableau IV.7 : formule d'estimation de débit de crues.....	43
Tableau IV .08: la fonction de quantile	43
Tableau IV.09: Le débit de crues au bassin versant	44
Tableau IV.10: Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue	44
Tableau IV.11: volume de la crue	45

CHAPITRE V: CALCUL HYDRAULIQUE

Tableau V.01: paramètres géométriques d'un canal circulaire.....	48
Tableau V.02: Les paramètres géométriques d'un canal trapézoïdal	49
Tableau V. 03: les paramètres géométriques d'un canal rectangulaire.....	49
Tableau V. 04: les pressocus d'aminagements	50
Tableau V. 05: valeurs de Coefficient de rugosité.....	55
Tableau V. 06: Examen des canaux Exéstants.....	58
Tableau V. 07: dimensionnement du canal	59

CHAPITRE VI: ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau VI.01 : les déférentes capacités théorique et réelle des engins	72
Tableau VI.02 : Volume de déblai et de remblai	73
Tableau VI.03: Durée d'attachements.....	77
Tableau VI.04 : Devis quantitatayif estimatif.....	79

Liste des figures

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure I.01 : plan de situation de la ville de BORDJ BOUNAAMA (Arcgis)..... 13

CHAPITRE II : CARACTERISTIQUE MORPHOMETRIQUE ET HYDROGRAPHIQUE DU BASSIN VERSANT

Figure II.01 : carte de délimitation de bassin versante (Arcgis) 17

Figure II.02 : Courbe hypsométrique..... 20

CHAPITRE III: ETUDE HYDROLOGIQUE

Figure III.01 : Ajustement de pluie maximum journalier a la loi de Gumbel 30

Figure III.02 : Ajustement de pluie maximum journalier a la loi de Galton. 31

Figure III. 03: Comparaison entre les deux lois d'ajustement..... 32

Figure III.04 : Courbe pluies de courte durée..... 36

Figure III.05 : Courbe intensité durée fréquence..... 36

CHAPITRE IV: ESTIMATION DU DEBIT ET CALCUL LES APPORTS

Figure IV.01: Hydrogramme des crues du bassin versante 42

Figure IV.02 : Carte des trois régions homogènes 43

Figure IV.03 : Hydrogramme des crues du bassin versante 44

CHAPITRE V: CALCUL HYDRAULIQUE

Figure V.01 : Ecoulement a surface libre 46

Figure V.02 : vue arienne de l'oued 51

Figure V.03 : première partie de la ville..... 51

Figure V.04 : Deuxième partie de la ville 51

Figure V.05 :troisième partie de la ville 52

Figure V.06 : quatrième partie de la ville..... 52

Figure V.07 :cinquième partie de la ville 52

Figure V.08 : sixième partie de la ville 53

Figure V.09 :septième partie de la ville..... 53

Figure V.10 : galerie existantes de dimension 1.5X1.5 (Source :DRE Bordj Bounaama)..... 54

Figure V.11 : Conduite existantes de diamètre 2000mm (Source : DRE Bordj Bounaama) ..	54
Figure V.12 : Réfraction a deux Conduite existantes de diamètre 1000mm (Source :DRE Bordj Bounaama)	55
Figure V.13 : Courbe d'énergie	58
Figure V .14 : variation de la ligne d'eau dans le premier tronçon de la section rectangulaire	63
Figure V.15 : la variation de la ligne d'eau dans le premier tronçon du canal trapézoïdale.	64
Figure V.16 : la variation de la ligne d'eau dans le tronçon projeté du canal circulaire	65
Figure V.17 : Regard de changement de pente	66

CHAPITRE VI: ORGANISATION DE CHANTIER

Figure VI .01 : DOZERS	70
Figure VI.02 : Pell équipé en rétro.....	70
Figure VI.03 : Chargeur	71
Figure VI.04 : Camion	71
Figure VI.05 : Camion Malaxeurs	72
Figure VI.06 :Réseau a noued.....	78

Liste des Annexes

Annexe n° 1 : Table de PEARSON

Annexe n° 2 : section inondables (X=10.650km ; Y=4.500 km ; Z=1149.5m)

Annexe n°3 : section inondables (X=10.200km ; Y=3.800 km ; Z=1079.5m)

Annexe n°4 : section inondables (X=10.400km ; Y=4.250 km ; Z=1035.5m)

Annexe n°5: Modèle de ruissèlement du Curve Number de SCS

Liste des planches

Planche 1 : Plan de masse de la ville de BORDJ BOUNAAMA W. Tissemsilt

Planche 2 : Plan d'aménagement de la ville de BORDJ BOUNAAMA W. Tissemsilt

Planche 3 : Profil en long du canal existante et projetée de la ville de BORDJ BOUNAAMA W. Tissemsilt

Planche 4 : Profil en travers du canal existante et projetée de la ville de BORDJ BOUNAAMA W. Tissemsilt

Planche 5 : Ouvrages annexes

Introduction générale

L'inondation parmi les aléas naturelle qui représente la submersion d'une zone par suite du débordement à travers un cours d'eau donc sont des phénomènes profondément anthropiques lors d'un événement pluvieux provoque des dommages des dégâts humaine et matériel considérable constituant des contraintes majeur pour le développement économique et social.

Les risque d'inondation sont dus a des orages locaux de fort intensité, l'occupation des rives immédiats des cours d'eau et l'urbanisation anarchique ,la défaillance des réseau d'assainissement et des collecte des eaux pluviales, le gonflement des oueds par le décombre et les détritits et d'autres agissements humains s...donc a l'interaction complexe de plusieurs composantes topographiques, géologiques, hydrologiques et météorologiques l'Algérie parmi les pays confronter au ces phénomènes et selon les statistique et l'analyse du courbe fréquence /événement sur l'ensemble des bassin versante algérienne , des terrain agricole des plains et des agglomération sont envahies par les eau des oued en crue .

Notre travail on prise comme zone d'étude la ville de BORDJ BOUNAAMA située dans la wilaya de TISSEMSILT la partie l'est de cette ville traversé par L'OUED qui est d'une longueur de 2.26 km l'écoulement des eaux est favorisé par la pente assez considérable les eaux causent des dégâts au niveau des habitants situés aux niveaux de l'oued la plus récente en 2014.

La direction des ressources en eau justifier ces dégâts par existence d'une partie de l'oued aménagé soit bouché en amont malgré son fiabilité a écoulé les eaux à cause des apports solides transportés par les crues et que la décantation de ces apporte dans les reliefs provoqué la déviation de l'écoulement vers l'urbanisation un autre paramètre le glissement de terrain provoque par l'absence des arbres et du ouvrages de protection.

L'objectif de notre travail est de faire une étude détaillé sur l'inondation de la partie l'Est de la zone BORDJ BOUNAAMA selon les procédures de protection contre ces phénomènes.

I.1 Introduction

L'assainissement des eaux pluviales est devenu un impératif pour nos Société moderne et nos ressources en matérielle ; en effet le développement des activités humaines s'accompagne inévitablement d'une production croissante des constructions et de rejets polluants. Les ressources en eau ne sont pas inépuisables, leur évacuation sous l'effet des rejets poulter et Non aménager provoque des crues qui responsable à l'inondation donc le risque ; La présentation de la zone d'étude est une phase importante pour procéder l'élaboration et la gestion du projet a partir des données des déférant stratégie de site (topographie, l'urbanisme, climat, qualité des sols,...).

Notre zone d'étude c'est **La Ville De BORDJ BOUNAAMA**.

I.2 Situation géographique

La commune de BORDJ BOUNAAMA située au Nord-Ouest de la wilaya de TISSEMSILT avec une distance de 58 km. Elle s'étend sur une superficie d'environ 630 ha, comprise entre la latitude 35° 51' 00'' Nord et la longitude 1° 37' 00'' Est.

délimité par les communes suivantes :

- Au Nord : par les communes de Lazharia et Boucaïd.
- Au Sud : par les communes de Tamellahet et Beni Lahcen.
- A l'Est : par la commune de Sidi Slimane
- A l'Ouest : par la commune de Lardjem.

La ville est desservie par la route nationale N°19 qui reliant TISSEMSILT à CHLEF.

I.3 Situation topographique

La commune de BORDJ BOUNAAMA est située dans la zone montagneuse l'Ouarsenis les altitudes très élevées de la chaîne Ouarsenis varié entre 870 et 1765 mètres, avec la morphologie de la répartition des pentes qui présentent un caractère plutôt hétérogène d'où l'on peut dire que l'allure générale du relief est dotée d'un système montagneux.

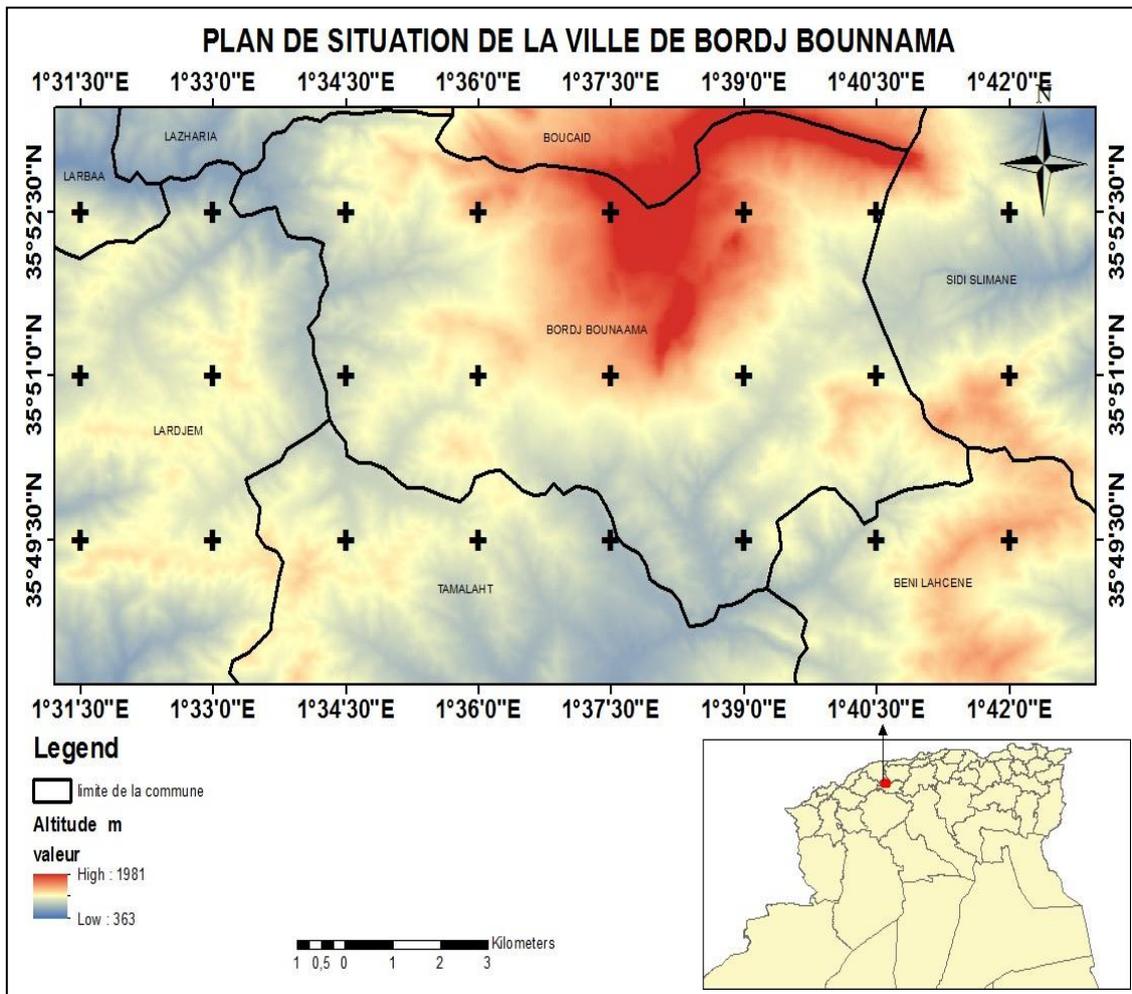


Figure I.01 : Plan de situation de la Ville de BORDJ BOUNAAMA (Arcgis)

I.4 Situation climatique

La commune est entourée par des montagnes dans toutes les directions. Le climat de notre région d'étude est méditerranéen.

I.4.1 Pluviométrie

Le régime pluviométrique de la ville BORDJ BOUNAAMA est représenté par une double irrégularité annuelle et inter- annuelle selon la station de BORDJ BOUNAAMA (012306) Située au point (X=402.6km ; Y=284.1km ; Z=1050m), la précipitation moyenne interannuelle est 678 mm et la répartition mensuelle des précipitations est représenté dans le tableau suivant :

Tableau I.01 : répartition mensuelle des précipitations (mm)

Mois Année	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar	Ava	May	Jui	Juil.	Out
1987/ 1988	7.2	26	11.9	41.2	5.2	12.4	32.6	16	4.7	14.8	10.8	16.3
2017/ 2018	13.3	2.4	3.4	5.4	4.7	11.4	7.1	16.1	4	0	0	0

Source :(Agence Nationale Des Ressources Hydriques ; BLIDA 2019)

I.4.2 Le vent

D'après l'agence nationale des ressource hydrique les vents sont chauds en été et sec et froid en Hiver, les directions dominantes des vents sont le Nord-Ouest et le Sud. Les accidents climatiques sont la grêle, les orages et le sirocco qui peut durer 15 jours en Eté.

Tableau I.02: La vitesse Moyenne mensuelle du vent.

Mois	jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec	Moy
V (m/s)	2.7	2.9	2.9	3.3	3.0	2.8	2.8	2.8	2.5	2.3	2.7	2.8	2.8

Source :(Agence Nationale Des Ressources Hydriques ; BLIDA 2019)

I.4.3 La température

Les mois les plus froid de l'année sont Janvier, Février et Mars, et les mois les plus chauds sont Juin, Juillet et Août.

Tableau I.03 : La Température maximale, minimale et moyenne a l'échelle mensuelle.

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec	Moy
T°c min	5.4	6.0	7.2	9.3	11.8	17.2	21.2	20.2	13.0	8.7	6.8	6.5	10.56
T°c max	12.1	12.8	15.3	17.7	21.0	27.5	32.2	31.1	21.7	16	12.8	11.9	18.35
T°cmoy	8.3	9.0	10.8	13.0	15.9	22.0	26.3	21.7	16.7	11.9	9.2	8.2	14.41

Source :(Agence Nationale Des Ressources Hydriques ; BLIDA 2019)

I.5 Situation géologique

La connaissance de la géologie de la zone d'étude est indispensable dans l'étude géotechnique.

La géologie de notre zone d'études est comme suit, il y a :

Du calcaires, calcaires dolomitiques, des dolomies et des cargneules ainsi que une alternance monotone d'argile selon la Direction d'agronomie de la wilaya.

I.6 Situation sismique

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et à ses caractéristiques tectoniques, à la frontière des plaques africaine et eurasienne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques) dans la prescription réglementaire contenue dans le règlement R.P.A.88 (règles parasismiques Algériennes) , deux types de secousses possibles (séisme majeur et séisme modéré) .

La région BORDJ BOUNAAMA wilaya de TESSEMESILT se situe dans la zone «II » zone caractérisée par une moyenne activité sismique.

I.7 Situation hydraulique

Le réseau hydrographique de BORDJ-BOUNAAMA est composé par des Oueds en traversant le chef lieu de la commune par plusieurs parties. Ces oueds ont un régime temporaire très important surtout dans la période hivernale.

I.7.1 Réseaux d'Assainissement

La ville de BORDJ BOUNAAMA dispose d'un réseau d'assainissement en moyen état de type unitaire destinée à collecter les eaux usées domestiques avec un schéma d'évacuation par zone étagée , l'écoulement se fait à partir du Nord vers le Sud-ouest en aval de l'exutoire ou se déversent ,en attente la réception de la station d'épuration .

I.7.2 Réseau en Eau potable

La commune de BORDJ BOUNAAMA est dotée d'un système d'alimentation en eau potable à partir de Barrage Kodiet Rasfa existants au niveau de la commune de BENICHAAB, il y a une station de pompage qui refoule vers un réservoir et un château d'eau, par la suite une distribution gravitaire.

Conclusion

Dans ce chapitre, on a établi une analyse détaillé relativement à la zone d'étude de point de vue : géographique, topographique, climatique, géologique, sismique, hydrographique, démographique et hydraulique.

Par l'action bénéfique de cet aperçu, on peut citer les principaux points traités :

- Le climat de la région est méditerranéen.
- La température moyenne annuelle est de l'ordre de 15°C
- La région est caractérisée par une pluviométrie moyenne annuelle d'environ 678mm.
- Les vents dominant nettement en toutes saisons ;
- L'altitude minimale de la région est de 870 m et l'altitude maximale est de 1765 m.
- La pente du terrain est forte.
- La commune est située dans une région de sismicité moyenne.
- La région possède un oued pollué.
- La commune possède des zones inondables.

II.1 Introduction

Le présent chapitre a pour but de déterminer les principales caractéristiques morpho métriques et hydrographiques de bassin versant. Ce dernier qui représente la totalité de la surface topographique drainée par un cours d'eau et ses affluents en amont de cette section, d'une façon que tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval , chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux , cette limite est déterminée sur la carte topographique de tel façon que Les différents paramètres du bassin versant (forme, altitude, pente, relief.....etc.) interviennent dans les différents écoulements qui sont indispensables pour le dimensionnement de système d'évacuation.

II.2 Caractéristique morpho-métriques et hydrographiques du bassin versant

Un travail de cartographie a été établi en comportant :

- ✓ Délimitation des points ou des zones ciblées ou touchées énormément par les crues.
- ✓ Délimitation du Bassin Versant origine des inondations.
- ✓ Localisation de l'exutoire de bassins versant.
- ✓ Etude morpho-métriques de bassin versant.
- ✓ Désignation des hauteurs caractéristiques des bassins versants : H_{max} , H_{mix} , H_{moy}

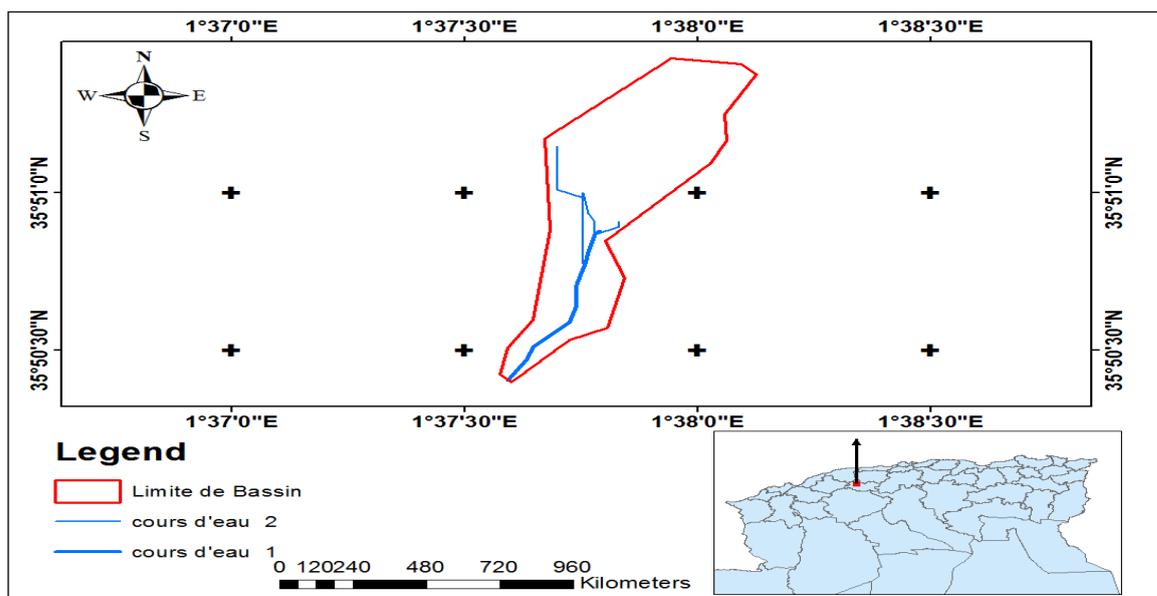


Figure II.01 : Carte de délimitation de bassin versant (Arcgis)

II.2.1 Caractéristique morpho-métriques du bassin versant

1. La surface

C'est le paramètre le plus important pour l'estimation du bilan hydrique, il permet de contrôler l'intensité du phénomène hydrologique tel que la capacité de stockage les apports et l'infiltration, pour notre bassin versant:

$$S_{BV}=0.65\text{km}^2.$$

2. Le périmètre

C'est le chemin qui sépare le bassin et le site donc c'est la ligne de partage de la goutte d'eau elle correspond à la limite extérieure de bassin versant.

Pour notre bassin versant :

$$P_{BV}=4.27\text{km}.$$

3. Indice de compacité de Graveliuse K_c

Il exprime l'allongement du bassin versant, son expression est :

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (\text{II. 01})$$

P : périmètre du bassin versant en Km.

A : surface du bassin versant en Km².

Pour notre bassin versant :

$$K_{CBV}=1.48$$

On remarque que l'indice de compacité >1 donc on peut dire que notre bassin versant est allongé.

4. Rectangle équivalente

Le rectangle équivalent est caractérisé par la longueur L et la largeur l définie respectivement dans la formule suivante :

$$L, l = \frac{K_c \sqrt{A}}{1.12} \left(1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right) \quad (\text{II. 02})$$

Pour notre bassin versant :

$$L_{BV}=1.75\text{km}$$

$$l_{BV}=3.76\text{km}$$

II.2.2 Les reliefs

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures... etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement.

Les caractéristiques du relief sont :

1. Les altitudes caractéristiques

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques ; L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le bas, généralement à l'exutoire, L'altitude médiane ou H50% est déterminée sur la courbe hypsométrique.

L'altitude moyenne H_{moy} est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{1}{\sum_{i=0}^n S_i} \sum_{i=0}^n S_i \cdot H_i \quad (\text{II. 03})$$

Avec :

$$H_i = \frac{H_{n-1} + H_n}{2}$$

H_i : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives en mètre.

2. Courbe hypsométrique

Les courbes hypsométriques peuvent servir à déterminer de la pluie moyenne, en donnant des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin aussi de son système de drainage.

Tableau II.01 : répartition en pourcentages des surfaces hypsométrique

Altitudes (m)	H_i (m)	S_i (Km ²)	S_i (%)	S_i cumulées(%)
1150-1230	1215	0.015371	2.3650	2.3650
1100-1150	1125	0.039686	6.1057	8.4707
1050-1100	1075	0.095208	14.6475	23.1182
1000-1050	1025	0.17166	26.409	49.5272
950-1000	975	0.246844	37.9759	87.5031
870-950	910	0.083171	12.7956	100

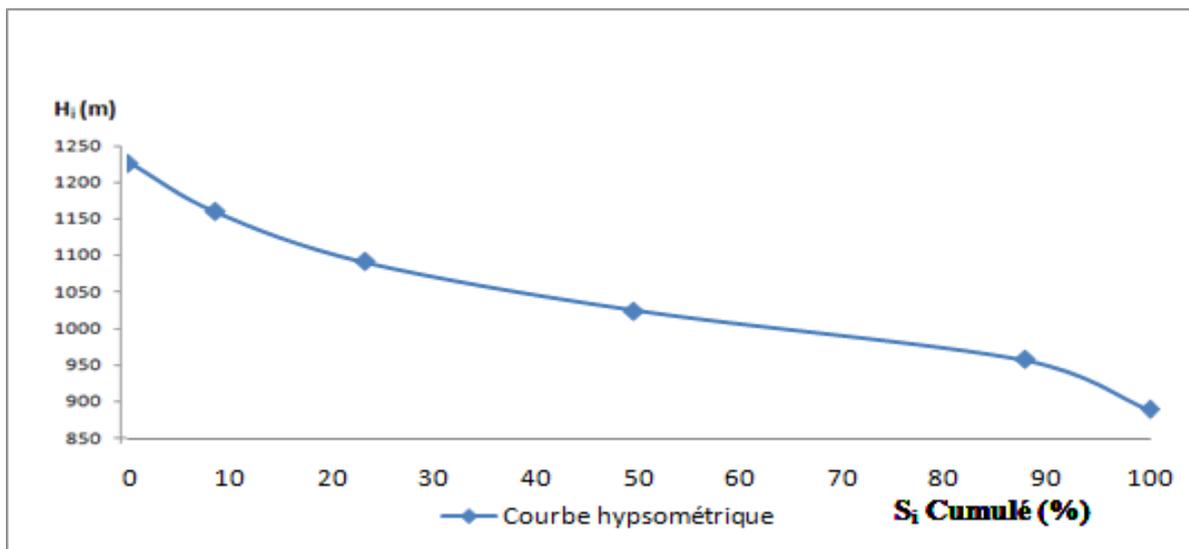


Figure II.02 : Courbes hypsométriques

On obtient :

$H_{moy}=1078.97$ m ; $H_{max}=1230$ m ; $H_{min}=870$ m. ; $H_{5\%} = 1190$ m ; $H_{95\%}= 900$ m.

3. Les indices :

a) **Indice de pente globale** : Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalant .on prend deux points S₁, S₂ sur l'axe des abscisses tels que 95% de la surface du bassin versant soit comprise entre ces deux valeurs et que 5% de la surface totale du bassin versant soit inférieure à S₁ et 5% soit supérieure à S₂.

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad (\text{II. 04})$$

*Pour notre bassin versante : $I_{g\ BV}=16.57\%$.

b) **Pente moyenne du bassin versant**

$$I_{moy} = \frac{\Delta H \times \left(\frac{1}{2}l_1 + l_2 + \dots + \frac{1}{2}l_n\right)}{S} \quad (\text{II. 05})$$

l_i : longueur de courbe de niveau d'ordre i en Km.

*Pour notre étude on trouve $I_{moy}=15.9\%$.

II.2.3 Le réseau hydrographique

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin, Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes.

*Pour notre étude le réseau hydrographique est mentionnée dans la carte délimitation.

1. Classification des cours d'eau

Selon la classification de SCHAUM on dit que l'ordre du cours d'eau égale :

$$= \begin{cases} i + 1 : & \text{si le tronçons formé par deux trançon d'ordre } i \\ i : & \text{sinon} \end{cases}$$

*Sur la base de cette classification l'ordre de cours d'eau pour notre bassin versant est 3.

2. Densité de drainage

Densité de drainage, est définie comme étant le rapport entre la longueur total de tous les talwegs L_i du bassin versant, à la surface totale S ; Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface .Elle est exprimée en km/km^2 .

$$D_d = \frac{1}{\sum_{i=0}^n S_i} \sum_{i=0}^n L_i \quad \text{(II. 06)}$$

Avec : L_i : Longueur de tout les cours d'eau km.

S_i : Surface élémentaire en km^2 .

*Pour notre étude on trouve : $D_d = 3.47 \text{km}/\text{km}^2$

3. Pente moyenne de cours d'eau principale

Le calcul des pentes moyennes et partielles de cours d'eau s'effectue à partir du profil longitudinal du cours d'eau principal et de ses affluents.

La méthode la plus fréquemment utilisée pour calculer la pente longitudinale du cours d'eau consiste à diviser la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur total du cours d'eau :

$$i_{\text{moy}} = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad \text{(II. 07)}$$

ΔH : Dénivelé entre deux points suffisamment en mètre.

ΔL : longueurs de compteurs en mètre.

*La pente moyenne de cours d'eau principale de notre bassin versant est : $i_{\text{moy}} = 14.6\%$.

4. Temps de concentration

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de la partie de bassin la plus éloignée pour parvenir à l'exutoire.

Il peut être calculé par plusieurs formules :

•Formule de **GIANDOTTI**

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5 L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (\text{II. 08})$$

S : surface du bassin versant en km².

L_p : longueur du talweg principale en km.

H_{moy} et H_{min} respectivement la hauteur moyenne et minimale du bassin versant.

•Formule de **CALIFORNIA**

$$T_c = \left(\frac{0.87}{H_{max} - H_{min}} L_p^3 \right)^{0.386} \quad (\text{II. 09})$$

L_p : longueur du talweg principale en km.

H_{max} et H_{min} respectivement la hauteur maximale et minimale du bassin versant.

•Formule de **KIRPICH**

$$T_c = 0.6615 L_p^{0.77} I_{moy}^{0.385} \quad (\text{II. 10})$$

L_p : longueur du talweg principale en km.

I_{moy} : Pente moyenne du bassin versant.

•Formule de **VENTURA**

$$T_c = 1.1272 \sqrt{\frac{S}{I_{moy}}} \quad (\text{II. 11})$$

S : surface du bassin versant en km²

I_{moy} : Pente moyenne du bassin versant

Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Tableau II.02 : Estimation de Temps de concentration

Formule	GIANDOTTI	CALIFORNIA	KIRPICH	VENTUR A
T _c (h)	0.58	0.25	0.61	2.28

Nous nous proposons d'adopter la valeur de GIANDOTTI, vu qu'elle tient compte de plusieurs paramètres géométriques du bassin.

5. Vitesse moyenne de ruissellement

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \quad (\text{II. 12})$$

L_p : longueur du talweg principale en km.

T_c : Temps de concentration en heures.

V_r = 1.33 km/h.

Tous les résultats obtenus de notre bassin versant sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.03 : Caractéristiques du bassin versant

Caractéristiques	Résultats	
Morpho- métrique	La Surface (km ²)	0.65
	Le périmètre (km)	4.27
	Indice de compacité K _c	1.48
	longueurs de rectangle équivalent (km)	1.75
	largeur de réctangle équivalente (km)	0.37
Les reliefs	Altitude minimale (m)	870
	Altitude moyenne (m)	1071.97
	Altitude maximale(m)	1230
	Dénivelé (H _{5%} -H _{95%} m)	290
	Indice de pente globale I _d (%)	16.57
	Pente moyenne du bassin versant (%)	15.9
le réseau hydrographique	Longueur de cours d'eau principale (km)	2.26
	Pente moyenne de cour d'eau principale (%)	14.6
	Ordre de cours d'eau	2
	Densité de drainage (km/km ²)	3.47
	Temps de concentration T _c (h)	0.58
	Vitesse moyenne de ruissellement (km/h)	1.33

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé les principales caractéristiques morphométriques et hydrographiques de bassin versant.

On peut dire que notre bassin versant est allongé, Très forts reliefs, lignes de crête qui varient entre 850 m et 1250 m, une forte pente de 16%, une Pente moyenne de cour d'eau principale de 15%, temps de concentration moyenne de 35minute , une forte densité de 3.47/km.

III.1 Introduction

L'hydrologie c'est la science qui traite de la présence et de la répartition des eaux sur terre, avec leurs propriétés physique, chimiques et biologiques, et de leurs interactions avec l'environnement physique. En tant que telle, elle est le fondement de la résolution des problèmes pratiques d'inondation, de sécheresse, d'érosion, de transport solide, et de la pollution de l'eau. En effet, les inquiétudes croissantes sur la pollution des eaux de surface et des eaux souterraines, les pluies acides, il est primordial de passer par un calcul hydrologique d'où l'objectif de ce chapitre.

III.2 L'analyse fréquentielle de la série de précipitation

L'objectif de l'analyse fréquentielle de la série chronologique des précipitations est de déterminer l'intensité pluviale, La durée de l'averse ainsi que la période de retour.

L'ensemble des précipitations issues d'une même perturbation météorologique est l'averse; Ces averses sont caractérisées par une forte intensité et un ruissellement très important. Le volume d'eau qui tombe est déterminé sur un hydro-gramme suite au dépouillement d'un pluviographe enregistrant la variation de la lame d'eau dans le temps.

La période de retour qui représente le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester, une pluie de période de retour de 10 ans est une pluie qui peut se manifester une fois tous les 10 ans au moins.

Pour les projets d'assainissement, on opte généralement pour une pluie décennale.

Au de-là, la détermination de l'intensité moyenne de précipitation, le rapport de la hauteur d'eau tombée et une durée Δt , Lors de l'étude d'une averse.

On a une série d'observation pluviométrique maximale journalière de la station de BORDJ BOUNAAMA.

Tableau III.01 : les Coordonnées de la station pluviométrique

Nom de la station	Code	X (Km)	Y (Km)	Z (m)	Période d'observation	Nombre d'observation
BORDJ BOUNAAMA	012306	402.6	284.1	1050	1987- 2018	31

Source (Agence Nationale des Ressource Hydrique ; BLIDA 2019)

III.2.1 Etude des précipitations

On se refait aux informations recueillies de l'ANRH de Blida en 2019, La station pluviométrique de BORDJ BOUNAAMA. (Série de données comportant les précipitations mensuelles et annuelles de 31 années d'observation depuis 1987 jusqu'à 2018).

Tableau III .02: les précipitations mensuelles de la station BORDJ BOUNAAMA

Année	sept	oct.	nov.	déc.	janv.	Fév.	mars	avril	mai	juin	juil.	aout	Pmax.j (mm)
1987/1988	12.3	26.2	31.5	4.5	16.7	6.2	23.4	14.7	16.7	1.1	0	0	26.2
1988/1989	4.7	25.4	7.8	26.9	11.7	22.4	18.8	21	0	10.1	7	17.5	26.9
1989/1990	11.5	0	6.3	26.5	25.7	0	5.5	25.2	7.1	13.8	0	0.7	26.5
1990/1991	12.2	11.2	10.1	18.1	10.1	13.5	24.3	15.2	0	0	0	0	24.3
1991/1992	0	27.6	22.7	4.2	31.3	6.2	32.8	11.1	7.5	3.1	7.5	0	32.8
1992/1993	23.2	20.7	12.1	11.2	6.4	2.4	9.8	17	19.7	0	0	0	23.2
1993/1994	17.3	5.5	11.9	19.5	11.2	31.3	17	6.9	9.8	0	0	0	31.3
1994/1995	43.6	15.4	8.2	23.8	35	3.1	25.2	18.2	18.3	4.5	0	0	43.6
1995/1996	26.3	27.9	11.7	10.4	20.9	70.5	24.2	7.2	20.4	0	10.6	0	70.5
1996/1997	6.8	30.2	3.2	15.8	13.3	16.5	10.3	12.9	26.3	0	0	11	30.2
1997/1998	35.2	14.9	47.3	26.3	6.2	6.5	3.2	23.8	26.8	0	0	0	47.3
1998/1999	10.8	4.2	6.3	23.8	36.5	14	46.1	0	7.9	0	0	12.9	46.1
1999/2000	6.7	15.8	11.9	16.4	0	0	10	9.2	8.4	0	0	0	16.4
2000/2000	23.2	15.2	28.2	17.1	15.5	20.3	1.8	20.1	5.7	0	0	4.2	28.2
2001/2001	6.4	0	48.3	7.3	4.2	3.4	14.4	13.5	8.9	0	0	2.3	48.3
2002/2002	1.2	47.3	22.9	13.4	26.6	39.1	5.2	26.2	6.7	2.9	0	10.9	47.3
2003/2003	11.3	6.2	26.4	30.5	16.4	16.9	2.8	6.9	34.3	3.5	0	1.2	34.3
2004/2004	3.7	16.5	9.7	8.2	10.7	5.1	11.4	4.2	0	0	0	0	16.5
2005/2005	10.7	30.2	20.3	11.7	19.2	11.4	7.9	3.2	38	1.8	0	0	38
2006/2006	9.5	0	0	6.6	12	22.7	12	6.8	4.2	0	0	0	22.7
2007/2007	8.2	16.4	6.3	2.8	19.8	4.6	31.2	5.9	12.7	1.9	27.2	0	31.2
2008/2008	30.2	12.7	13	27.1	22.9	6.9	31.5	11.6	0	0	0	0	31.5
2009/2009	10.5	1.2	12.2	36.4	15.8	22.6	29.8	19.5	7.2	0	0	17.9	36.4
2010/2011	4.1	31.1	24.4	5.2	20.5	22.5	12.4	10.2	15.7	8.7	0	0	31.1
2011/2012	0	4.9	40.8	15.6	6.9	22.9	16.8	44.7	2.2	0	0	0	44.7
2012/2013	0	13	36.4	4.3	17.9	14.1	7.3	0.1	1.3	0	0	0	36.4
2013/2014	0	0.3	48.7	58.9	31.7	25	15.7	24.9	25.9	21.9	0	0	58.9
2014/2015	2.9	0.9	23.6	0	58.4	0	8.3	0	20.9	0	0	0	58.4

Source (Agence Nationale des Ressource Hydrique ; BLIDA 2019)

a. Vérification de l'homogénéité de la série

La vérification de l'homogénéité de la série est indispensable avant de passer à l'ajustement. L'homogénéisation des données est une analyse statistique de l'information aidant à une prise de décision conséquente.

Elle consiste en :

- ✓ La détection des anomalies dans les série hydrologiques et d'en chercher la cause ;
- ✓ La correction de ces anomalies par des méthodes appropriées ;

On vérifie l'homogénéité de notre série par la méthode de test de la médiane dont le principe est :

- Classer l'échantillon par ordre décroissant.
- Déterminer la médiane Me.
- Remplacer la série des valeurs non classées par un signe (-) ou un signe (+).

Tableau III.03 : les étapes d'homogénéisation de la série

N°	La série non classe	La série classe
1	+503.6	210.1
2	+440.3	216.4
3	-277.8	253
4	-289.4	260.3
5	-253	263.8
6	-263.8	276
7	-287.5	276
8	+435.3	277.8
9	+551.1	277.8
10	+345.1	287.5
11	+371.3	289.4
12	+459.3	290.5
13	-210.1	291.2
14	-291.2	311
15	+376.5	321.8
16	+397.4	332.1
17	-290.5	341.5
18	-277.8	345.1
19	+472.4	348.1
20	+332.1	371.3
21	-311	376.5
22	+406.1	397.4
23	+348.1	406.1
24	-260.3	435.3
25	-276	440.3
26	-321.8	459.3
27	+582.9	459.3
28	+459.3	472.4
29	+341.5	503.6
30	-276	551.1
31	-216.4	582.9

b. Statistique de test :

Puisque la taille de la série est 31 années a une valeur impaire donc la médiane est la valeur qui correspond au rang $(N+1)/2$ c'est-à-dire la valeur du rang 16.

On conclu que la médiane : $Me=332.1$

$$\begin{cases} N_{OBS} > 1/2((N + 1) - U_{1-\alpha/2} \times \sqrt{N - 1}) \\ T_{OBS} < 3,3(\log N + 1) \end{cases} \quad \text{(III.01)}$$

N : la taille de l'échantillon dans notre cas $N= 31$.

U : variable réduit de gauss pour une probabilité de $1-\alpha/2$.

α : Erreur de premier espace =5%.

$U_{1-\alpha/2}=1,96$ (à l'aide du table de gauss).

N_{OBS} : Nombre total de séquence (+) (les valeurs supérieure à la médiane) et séquences (-) (les valeurs inferieures a la médiane dans la série non classe.

T_s : Taille de la plus grande série en (+) ou (-).

On vérifier les conditions de l'homogénéisation par les deux conditions suivant :

On obtient que : $N_{OBS}=12$ et $T_{OBS}=5$

$$N_{the}=2.46 \text{ et } T_{the}=8.26$$

On vérifier les conditions de l'homogénéisation par les deux conditions suivant :

$$N_{OBS} > N_{the} \text{ et } T_{OBS} < T_{the}$$

Les deux conditions est vérifier donc on peut dire que la série est homogène

Les précipitations maximales journalières sont étudiés afin d'en déterminer les pluies de courte durée pour une probabilité $P\%$.

Les caractéristiques empiriques de la série sont :

- La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières :

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad \text{(III.01)}$$

Avec :

n : nombre d'année d'observation. $n = 31$.

Le résultat obtenu pour notre étude est : 37.6

- L'écart type :

$$\sigma_x^2 = \left(\sum_{i=1}^{n+1} \frac{(x_i - \bar{x})^2}{n} \right) \quad \text{(III.02)}$$

Le résultat obtenu pour notre étude est 14.9

- Le coefficient de variation :

$$C_v = \frac{\sigma_x}{\bar{x}} \quad (\text{III. 03})$$

Le résultat obtenu pour notre étude est : 0.395

- Exposant climatique selon l'agence nationale de ressources hydriques :
b=0.4

III.2.2 Choix des lois d'ajustement :

L'ajustement de la série pluviométrique est fait par le logiciel **Hyfran**, en suivant ces procédures :

- Classer les valeurs de la série des précipitations par ordre croissante.
- Calculer la fréquence expérimentale

$$F(m) = \frac{m - 0,5}{n} \quad (\text{III. 04})$$

Avec :

m: numéro d'ordre.

n: taille de l'échantillon. (n = 30)

- Calculer les caractéristiques empiriques de l'échantillon.
- Calculer la variable réduite du modèle en question.
- Reporter les valeurs observées sur du papier approprié au modèle.
- Représenter graphiquement les couples (xi, yi).

La série de données peut être distribuée suivant une loi de limite extrême :

a-Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

b-Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.

a)Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{III.05})$$

Tel que :

$$y = a(x - x_0)$$

Avec :

y : variable réduite de Gumbel.

1/a : la pente de la droite de Gumbel.

x : précipitation maximale journalière (mm).

x₀: ordonnée à l'origine en (mm).

Les résultats d'ajustement sont mentionnés dans les tableaux suivants :

Tableau III.04: résultats d’ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour	Probabilité (q)	XT	Ecarte type	Intervalle de
1000	0.9990	111	15.4	80.7 – 141
100	0.9900	84.2	10.5	63.7 – 105
50	0.9800	76.1	8.99	58.5– 93.7
20	0.9500	65.3	7.04	51.5– 79.1
10	0.9000	57.0	5.57	46.0– 67.9

Tableau III.05: résultats du test d’adéquation de Khi2

X ² (khi2)	p-value	Degré de liberté	de	Nombre de classe
7.16	0.1276	4		7

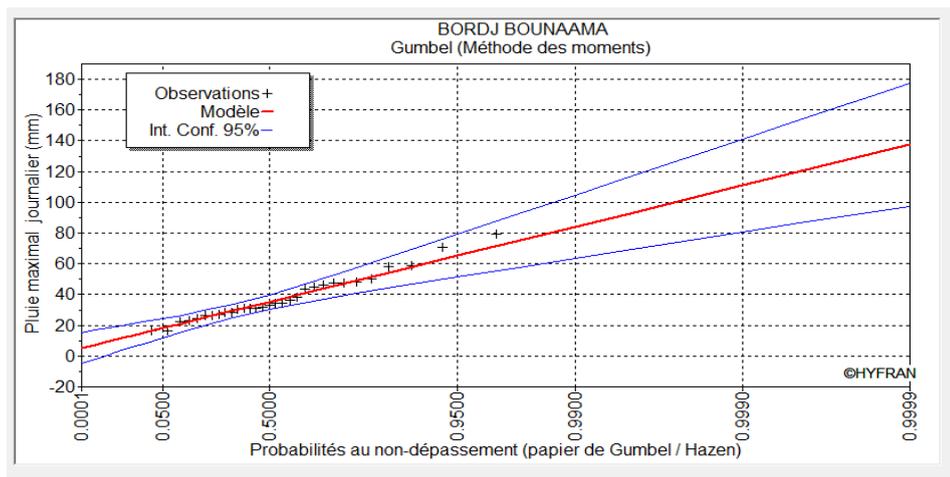


Figure III.01 : Ajustement de pluie maximum journalière à la loi de Gumbel

b- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton:

Le procédé d’ajustement est identique à celui établi par la loi de Gumbel, seulement la représentation graphique se change (sera tracer sur papier log-normale).

La loi de Galton à une fonction de répartition qui s’exprime selon la formule suivante:

$$F(x) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^x e^{-1/2u^2} du \tag{III.06}$$

Ou :

$$\mu = \frac{\sum X_i - n \bar{x}}{n}$$

L’ équation de la droite de Galton est la suivante :

$$\log x_{p\%} = \overline{\log x} + \sigma \log u(p\%) \tag{III.07}$$

Les résultats d'ajustement sont mentionnés dans les tableaux suivants :

Tableau N° III-06: résultats d'ajustement à la loi de Galton :

Période de retour	Probabilité (q)	XT	Ecarte type	Intervalle de confiance
1000	0.9990	113	18.8	76.4– 150
100	0.9900	84.8	11.3	62.7– 107
50	0.9800	76.4	9.30	58.2 – 94.7
20	0.9500	65.4	6.91	51.9– 79.0
10	0.9000	57.0	5.29	46.6– 67.4

Tableau N° III-07: résultats du test d'adéquation de Khi2.

X ² (khi2)	p-value	Degré de liberté	Nombre de classe	μ	δ
4.9	0.2974	4	7	3.55616	0.379833

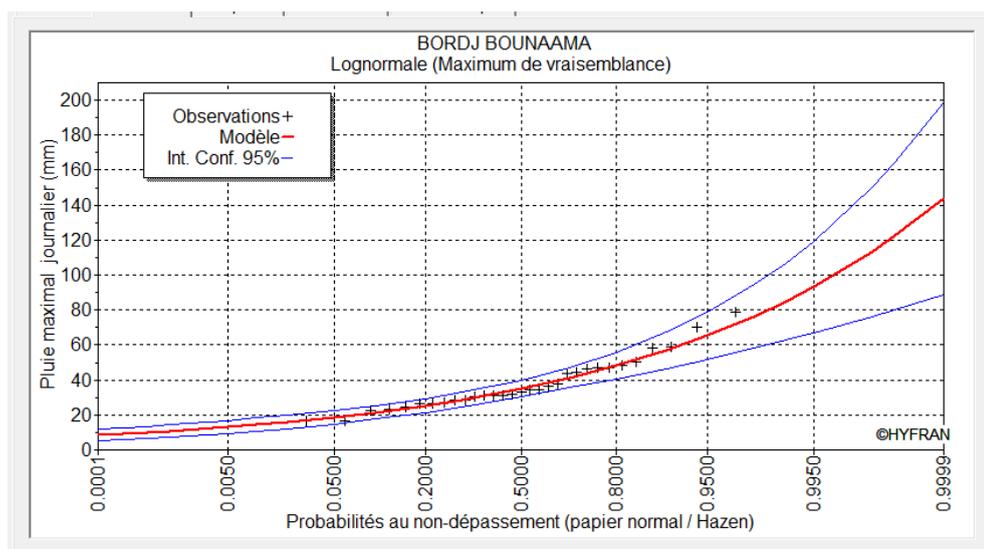


Figure III.02 : Ajustement de pluie maximum journalière à la loi de Galton

III.2.3 Comparaison entre les deux lois d'ajustement :

1. Graphique :

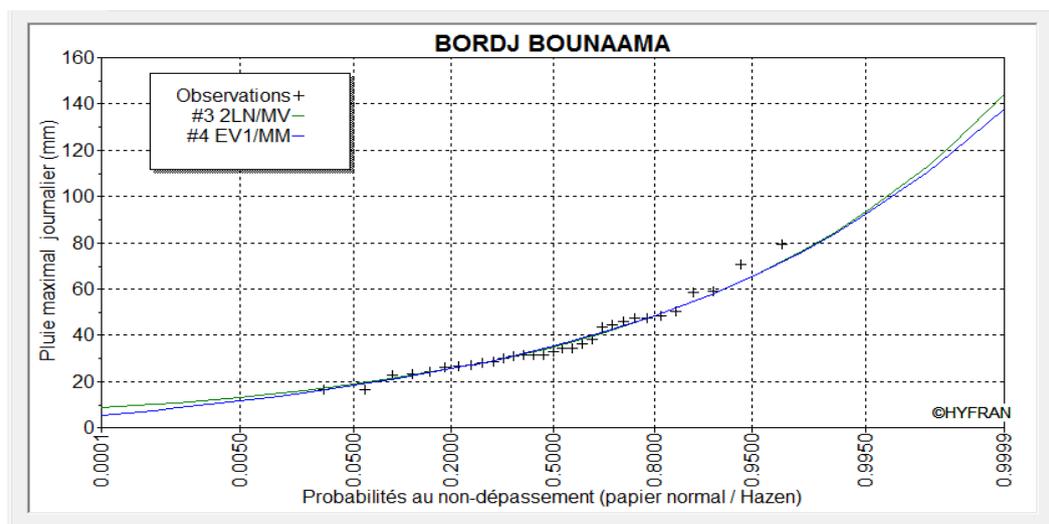


Figure III. 03 : Comparaison entre les deux lois d'ajustement

Une comparaison graphique permet de choisir la loi la plus adéquate entre les deux lois d'ajustement, on remarque que la majorité des points passent par la droite de régression.

2. Test de khi2

Pour la loi de Gumbel : $X^2_{\text{calculé}} = 7.16$

Pour la loi de Galton : $X^2_{\text{calculé}} = 4.9$.

La valeur théorique : $X^2_{\text{théorique}} = 9.488$.

X^2 théorique est obtenue sur la table de Pearson (annexe 1) qui donne la probabilité $\alpha_{p\%}$ pour

que X^2 égale ou dépassent une valeur $\alpha_{p\%}$ donnée en fonction de nombre de degré de liberté

Le $X^2_{\text{calculé}} < X^2_{\text{théorique}}$ donc l'ajustement des lois est mieux pour une probabilité $1 - \alpha_{p\%}$ soit égale à 95%.

Remarque

On constate que les droites d'ajustement sont en corrélation par rapporte aux nuages des points expérimentaux ; on opte pour la loi de Galton.

III.3 Pluie de courte durée

Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule K. Body (ANRH 1984) :

$$P_{tc} = P_{\text{maxj}} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{III.08})$$

Avec :

t : durée de l'averse (heurs)

b : exposant climatique $b = 0.40$ selon les études régionales de l'ANRH

Les intensités maximales de période t (h) et période de retour T (ans) sont calculées par la relation

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \quad \text{(III.09)}$$

Avec :

I_t : l'intensité maximale de période t (h).

P : Pluies de courte durée (mm)

I_t : Intensité maximale (mm/h)

Les résultats des ajustements des pluies maximales journalières pour les périodes de retours 1000, 100, 50 ,20 et 10 ans par la méthode de Galton sont présentés dans le Tableau suivant

:

Tableau N° III-08: Les intensités maximales des pluies journalières

T (années)	1000		100		50		20		10	
Durée(h)	P _{ct} (mm)	I _{ct} (mm/h)								
0.25	18.2041309	72.8165237	13.6611531	54.6446125	12.3079257	49.2317027	10.5358421	42.1433686	9.18261471	36.7304589
Tc=0.58	25.4897247	43.9478011	19.1285721	32.9802968	17.2337607	29.7133806	14.7524601	25.4352761	12.8576487	22.1683599
1	31.6952329	31.6952329	23.7854491	23.7854491	21.4293433	21.4293433	18.3439666	18.3439666	15.9878608	15.9878608
2	41.8221105	20.9110552	31.3850882	15.6925441	28.276188	14.138094	24.2050091	12.1025045	21.0961088	10.5480544
3	49.1861068	16.3953689	36.9113439	12.3037813	33.2550315	11.0850105	28.4670034	9.48900114	24.8106911	8.27023035
4	55.1846056	13.7961514	41.4128722	10.353218	37.3106537	9.32766343	31.938701	7.98467524	27.8364825	6.95912062
5	60.3367549	12.067351	45.2792638	9.05585277	40.7940537	8.15881075	34.9205643	6.98411286	30.4353542	6.08707085
6	64.9014571	10.8169095	48.7048103	8.11746838	43.8802772	7.31337953	37.5624362	6.26040603	32.7379031	5.45631719
7	69.0292513	9.86132161	51.8024824	7.40035462	46.6711044	6.66730063	39.9514428	5.70734897	34.8200648	4.97429497
8	72.8165237	9.10206546	54.6446125	6.83057656	49.2317027	6.15396284	42.1433686	5.26792107	36.7304589	4.59130736
9	76.3292422	8.48102691	57.2807056	6.36452285	51.6066735	5.73407483	44.1763933	4.90848814	38.5023611	4.27804012
10	79.61482536	7.96148254	59.7463468	5.97463468	53.8280766	5.38280766	46.0779609	4.60779609	40.1596907	4.01596907
11	82.70866689	7.51896972	62.0680969	5.64255427	55.919842	5.083622	47.8685559	4.3516869	41.720301	3.79275464
12	85.637986	7.13649883	64.2663824	5.35553187	57.9003728	4.82503107	49.5639317	4.13032764	43.1979221	3.59982685
13	88.4242302	6.80186386	66.3572984	5.10440757	59.7841698	4.59878229	51.1765014	3.93665395	44.6033728	3.43102867
14	91.0846431	6.50604594	68.3537853	4.88241323	61.5828915	4.39877796	52.7162448	3.76544606	45.945351	3.28181078
15	93.633326	6.24222173	70.2664252	4.68442834	63.3060717	4.22040478	54.1913232	3.61275488	47.2309697	3.14873132
16	96.081979	6.00512369	72.1039984	4.5064999	64.9616212	4.06010133	55.6085082	3.47553176	48.466131	3.02913319
17	98.440433	5.79061371	73.8738825	4.3455225	66.5561866	3.9150698	56.9734895	3.35138174	49.6557936	2.92092904

18	100.717039	5.59539105	75.5823442	4.19901912	68.0954139	3.78307855	58.2911004	3.23839447	50.8041701	2.82245389
19	102.91896	5.41678735	77.234759	4.06498732	69.5841461	3.66232348	59.5654863	3.1350256	51.9148734	2.73236176
20	105.052392	5.25261959	78.8357773	3.94178886	71.0265729	3.55132865	60.8002339	3.04001169	52.9910295	2.64955148
21	107.122738	5.10108276	80.389453	3.82806919	72.4263468	3.44887366	61.9984696	2.95230808	54.0353634	2.57311254
22	109.13474	4.96067001	81.8993449	3.7226975	73.7866739	3.35393972	63.1629382	2.87104264	55.0502672	2.50228487
23	111.092587	4.83011249	83.3685964	3.62472158	75.1103864	3.26566897	64.2960638	2.79548103	56.0378537	2.43642842
24	113	4.70833333	84.8	3.53333333	76.4	3.18333333	65.4	2.725	57	2.375

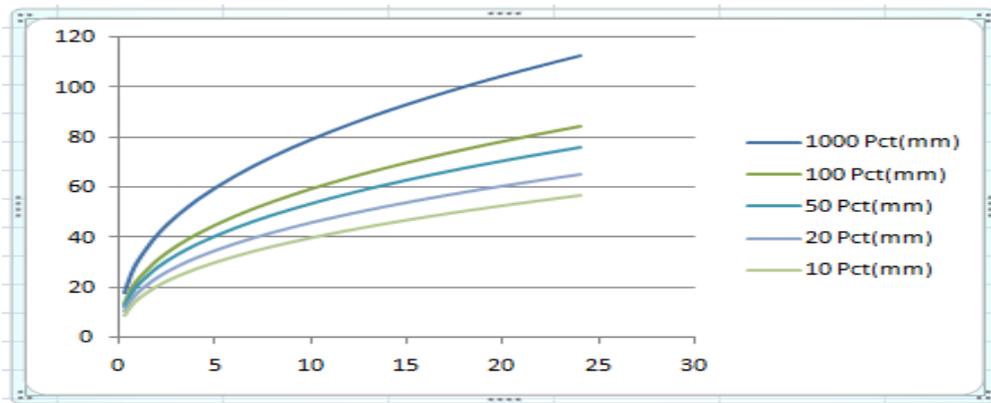


Figure III.04 : courbes Pluies de court duré

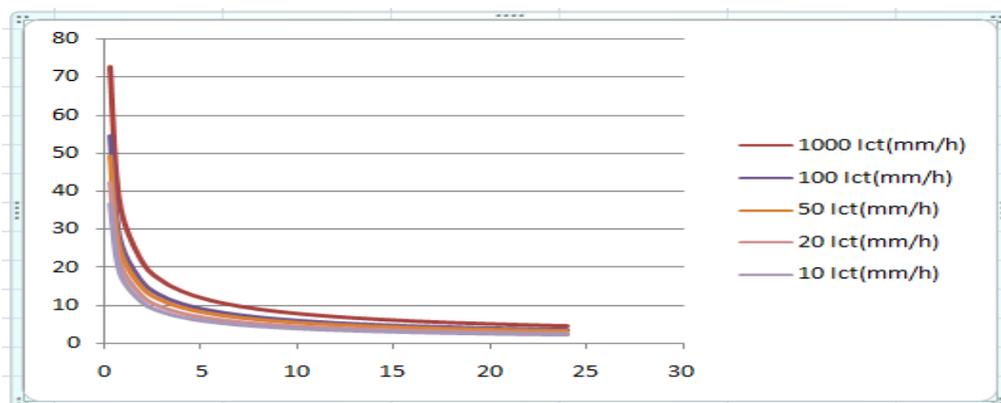


Figure III.05 : courbes d'intensités – durées- fréquences

Conclusion

On conclut de ce chapitre que :

- La loi d'ajustement la plus adéquate est la loi de Galton
- Intensité de pluie est de 37mm/h d'une durée de 15minutes.
- La valeur de l'intensité pluviale nécessaire pour l'évaluation des débits d'eau pluviale est de 102.78l/s.ha

IV.1 Introduction

L'estimation du débit maximale est l'une des phases la plus importante de dimensionnement des ouvrages de protection des événements hydrologiques.

la construction des ouvrages hydrauliques nécessite une étude approfondie pour déterminer la crue max, le débit Max ; la durée de la crue ; le volume écoulé durant la crue ; l'Hydrogramme de la crue.

IV.2 Etude des Apports

IV.2.1 Apports liquide

L'apport moyen inter-annuel sera estimé par l'utilisation des formules empiriques suivante :

• **Formule de CHAUMONT**

Cette relation donne le coefficient de ruissellement par la relation suivante:

$$A_0 = L_e \times S \quad (\text{IV.01})$$

$$L_e = \bar{P} \times C_e$$

$$C_e = 0.6 (1 - 10^{-0.36\bar{P}})$$

• **Formule de COUTAGNE**

$$A_0 = L_e \times S \quad (\text{IV.02})$$

• **Formule de l'A.N.R.H**

$$L_e = (0.16 - 0.00145\sqrt{S})\bar{P}$$

• **Formule de MEDINGER**

$$A_0 = 0,915 \cdot P^{-2.684} \cdot S^{0.842} \quad (\text{IV.03})$$

$$A_0 = L_e \times S \quad (\text{IV.04})$$

$$L_e = 1.024(\bar{P} - 0.26)^2$$

Avec :

S: surface du bassin versant (en Km²).

P : précipitation moyenne (mm), $\bar{P} = 678\text{mm}$

L_e:Lame d'eau écoulée (mm).

C_e : coefficient de ruissellement

Tableau IV.01 : Apport moyen interannuel

formule	CHAUMOENT	COUTAGNE	MEDINGER	l'ANRH
Apports A ₀ Mm ³	62.0	6267	62.6	62..

On opte a la formule de CHAUMONT puisque elle tien en compte plusieurs paramètres.

*On remarque que notre bassin versant à une capacité de rétention faible

IV.2.2 L'apport solide

L'estimation des apports solide est déterminée, en utilisant les relations suivantes :

- **Formule de TEXERONT-Sogreah**

Le volume de l'apport solide est déterminé par cette formule:

$$V_s = \frac{T_a \times S \times T}{\xi} \quad (\text{IV.05})$$

$$T_a = K \times L_e^{0.15}$$

T_a : taux d'abrasion t/km²/année

L_e : lame d'eau écoulé 134.37 mm

K : paramètre caractéristique de la perméabilité du bassin versante égale 350

S : surface du bassin versante km²

T : on prend 10 années

ξ : poids spécifique égale 1.6 t/m³

Les résultats obtenus sont :

Tableau IV.0 1 : valeurs d'Apports solide selon la formule de TEXERONT

T_a (t/km ² /année)	Apport solide (m ³)
729.98409	1 503.13

- **Formule de GAVRILLOVIC**

$$V_s = \frac{T_a \times T \times S}{\delta_s} \quad (\text{IV.06})$$

$$T_a = T_{sp} \times G_{rmp}$$

$$T_{sp} = T \times P_{moy} \times \pi \times \sqrt{Z^3}$$

$$T = 0.1 + \sqrt{\frac{t}{10}}$$

$$G_{rmp} = \frac{H_{moy} \sqrt{P}}{0.25 \times (L + 10)}$$

T_a : taux d'abrasion t /km²/année

T_{sp} : taux de la production annuelle des matériaux en m³/km²/année

G_{rmp} : taux de rétention des sédiments produite par le bassin.

T : coefficient thermique.

Z : coefficient d'érosion relative en fonction de la description du bassin versante (0.3 a 3.2) en t/Ha/année

P_{moy} : pluie moyenne annuelle en mm et t : température moyenne annuelle C°

Tableau IV.02 : L'apport solide selon la formule de GAVRILLOVIC

Les caractéristiques	$G_{rmp}(t/m^3)$	T (C°)	$T_{sp}(m^3/km^2/an)$	$T_0(t/km^2/an)$	$V_s(m^3)$
Apport solide	0.72	1.28	448.89	324.42	1352.98

On opte a la formule de GAVRILLOIC puisque elle tien compte plusieurs paramètres.

*Notre bassin versant à une capacité de transport solide.

VII.3 Etude de crues

Une crue est un niveau inhabituel observé dans un cours d'eau, qui peut causer des dégâts importants dans les régions avoisinantes. Les crues varient spatialement et temporairement dans leur intensité et sont souvent caractérisées par leur débit de pointe et leur Hydrogramme.

Ces derniers sont dus à plusieurs facteurs, En premier lieu la quantité, l'intensité et l'expression spatiale de l'averse génératrice. En deuxième lieu les propriétés physiographique tels que la taille, la forme, les pentes et l'orientation du bassin exerçant une large influence.

En plus l'intervention humaine et les changements naturels des caractéristiques du bassin versants augmentant la complexité du problème.

Les techniques utilisées pour la détermination des crues dépendent pour une grande part des données disponibles. Presque chaque problème qui se produit est unique du aux variations des conditions et des données, qui fait que c'est la disponibilité des données plutôt que la nature des problèmes qui conditionnent la procédure.

Il n'existe pas encore une unicité de calcul des crues, les méthodes de calcul différent aussi selon le chargé d'études

VII.3.1 Méthode de calcule de crue

- **Méthodes historiques** : Etudes des archives, enquêtes auprès des populations et recherches d'anciennes traces des crues (les niveaux atteints par les crues du passé)
- **Méthodes empiriques** : Relations établies entre le débit et la surface du bassin versant, la pluie et la période de retour comme les formules de Greager, Fuller, Snyder, Possenti, etc....
- **Courbes enveloppes** : Les pointes de crues maximales observées dans une région de caractéristiques hydrologiques homogènes sont reportées en fonctions de la surface du bassin versant, permettant de tracer une courbe enveloppée (Francu-Rodier, Chaumont...).
- **Méthodes probabilistes** : Analyse des débits afin de déterminer la loi de probabilité à laquelle ils répondent (Gumbel, Galton, Pearson III, Log Pearson III..).
- **Méthode du Gradex**: Basée sur l'hypothèse que durant des pluies fortes, alors que le sol du bassin approche de la saturation, chaque augmentation de la pluie tend à produire une augmentation du débit. En conséquence, sur un graphique de Gumbel, les droites de répartitions des fréquences des pluies et des débits sont parallèles.
- **Méthodes déterministes** : elles ont pour objectif de déterminer non seulement le débit de pointe

mais également l'hydrogramme correspondant à la crue que celui aussi permet d'estimer le volume de cette crue.

- **Méthode de l'Hydrogramme unitaire** : Basée sur un travail de dépouillement averse – crues (version de Sherman). Partant des données morphologiques et pluviométriques existantes une évaluation des débits de pointes des crues sera faite à partir de formules empiriques Mallet - Gauthier, Turazza, et Sokolovsky. Ces relations sont celle qui traite mieux les petits bassins

Dans notre étude On compare entre deux méthodes, pour estimer le débit:

- La méthode de calcul par les formules empiriques
- la méthode régionale.

a- Méthode empirique

1. Estimation de débit :

- **Formule de Mallet – Gauthier**

$$Q_{\max,p\%} = 2K \times \log(1 + 20\bar{H}) \times \frac{S_{BV}}{\sqrt{L}} \times \sqrt{1 + 4\log T - \log S_{BV}} \quad (\text{IV. 07})$$

Avec :

K : constante comprise entre 1-3

\bar{H} : Précipitation moyenne interannuelle en m

S : Surface du bassin versant en Km²

L : Longueur du talweg principale en Km

T : Période de retour

- **Formule de turazza**

Cette formule utilise l'intensité moyenne maximale de précipitations déterminées sur un intervalle de référence égal au temps de concentration du bassin versant.

$$Q_{\max,p\%} = \frac{C \times \bar{i}_{t_c} \times S_{BV}}{3.6} \quad (\text{IV. 08})$$

Avec :

S_{BV} : Surface du bassin versant

\bar{i}_{t_c} : Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de

concentration en mm/h. Ce paramètre est calculé dans le tableau présidant

C : coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité P%

Tableau IV .04 : Valeurs de coefficient de ruissellement

Fréquence %	0.1	1	2	5	10
Période de retour (année)	1000	100	50	20	10
C	0.8	0.75	0.7	0.65	0.6

- **Formule de Sokolovski**

$$Q_{\max,p\%} = 0.28 \frac{X_{p\%,t_c} \times C \times S_{BV} \times f}{t_m = t_c} \quad (\text{IV. 09})$$

Avec :

C : Coefficient de ruissellement pour la crue probable

S_{BV} : Surface du bassin versant en Km²

f : Coefficient de forme de la crue

t_c : Temps de concentration du bassin versant en h

X_{p%, t_c} : précipitation en mm, de probabilité p% correspondant à un temps t_c.

0.28 : coefficient de changement d'unité

f : Le coefficient de forme de la crue calculé par la formule :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma}$$

- Pour $S \leq 50\text{km}^2$ on a $\gamma = 2$
- Pour des petits bassins non boisé, sol peu perméable, on a $\gamma = 2 \div 2.5$
- Pour bassin boisé, sol perméable on a $\gamma = 3 \div 4$

Puisque les bassins versant ont une surface inférieure à 50 Km² ainsi que sont des bassins non boisé avec un sol peu perméable on prend $\gamma = 2$ alors :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} = 1.2$$

Tableau IV.05 : Le débit de crues

Période de retour (année)	Formule de Mallet Gauthier (m ³ /s)	Formule de Turazza (m ³ /s)	Formule de Sokolovsky (m ³ /s)
1000	3.65261194	6.40419285	7.74651167
100	3.04872331	4.46081525	5.39580212
50	2.84191617	3.74561016	4.53069005
20	2.54284878	2.9622903	3.58318635
10	2.29081942	2.37629261	2.87436354

2. Hydrogramme des crues

L'Hydrogramme des crues pour diverses fréquences sont évalués par la méthode de Sokolovski qui assimile l'hydrogramme à deux équations paraboliques

- **La montée de la crue**

$$Q_t = Q_{\max} \times \left(\frac{t}{t_m}\right)^n \quad (\text{IV. 10})$$

Q_t : débit à l' instant t en heures après le début de la crue

Q_{max} : débit maximal de la crue

t_m : temps de montée de la crue en heures on prend : t_m=t_c

n : exposant de la probabilité, pour les crues pluviales (n= 3)

- **La décrue**

$$Q_{t'} = Q_{\max} \times \left(1 - \frac{t'}{t_g}\right)^m \quad (\text{IV. 11})$$

Q_t : débit à l' instant t 'en heures, après la pointe de la crue

t_d : durée de la décrue en heures, $t_d=2 \times t_m$

m : exposant du probable pour les crues pluviale, $m=2$

Tableau IV.06: Débits fréquentielles

T (heurs)	$Q_t,0.1\%$ (m^3/s)	$Q_t,1\%$ (m^3/s)	$Q_t,2\%$ (m^3/s)	$Q_t,5\%$ (m^3/s)	$Q_t,10\%$ (m^3/s)
0.2	0.31762318	0.22123917	0.18576777	0.58846681	0.15953052
0.4	2.098542	1.76991336	1.48614213	1.17534507	0.94283933
0.58	7.74651167	5.39580212	4.53069005	3.58318635	2.87436354
0.6	1.80537014	1.25752344	1.05590398	0.83508267	0.66988734
0.8	0.74609684	0.51969081	0.43636848	0.34511069	0.2768412
1	0.14737715	0.10265497	0.08619624	0.06817001	0.05468468
1.16	0	0	0	0	0

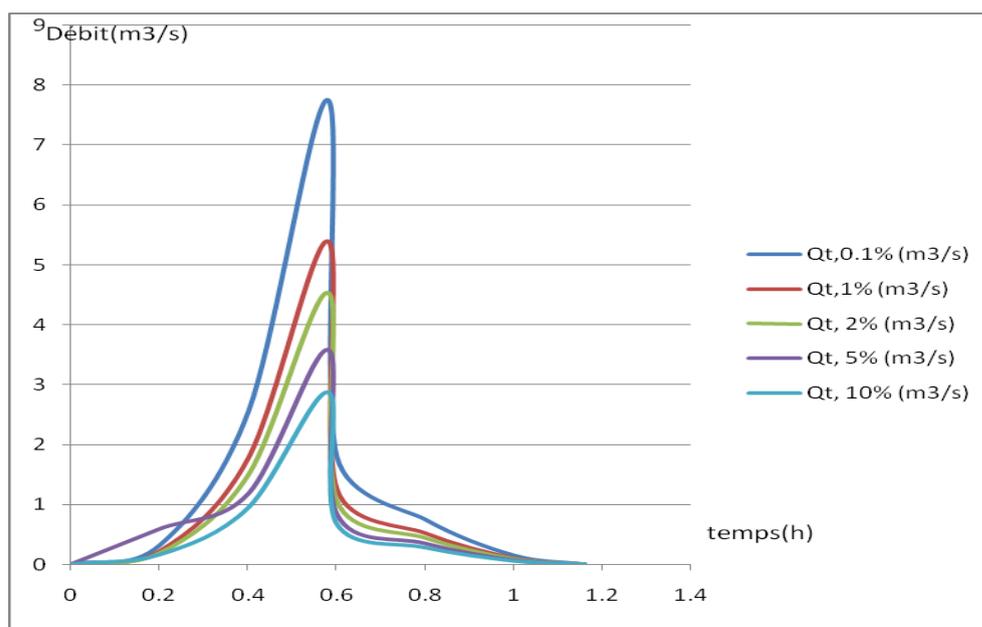


Figure IV.01: Hydrogramme des crues du bassin versant

b- Méthode régionale

C'est une application d'approche de L-moments sur l'analyse fréquentielle de la partie Nord de l'Algérie (proposée par Dr. MEDDI (2017))

1- Estimation du débit

Application d'approche L-moments sur l'analyse fréquentielle de la partie nord de l'Algérie sur la base de procédure suivante :

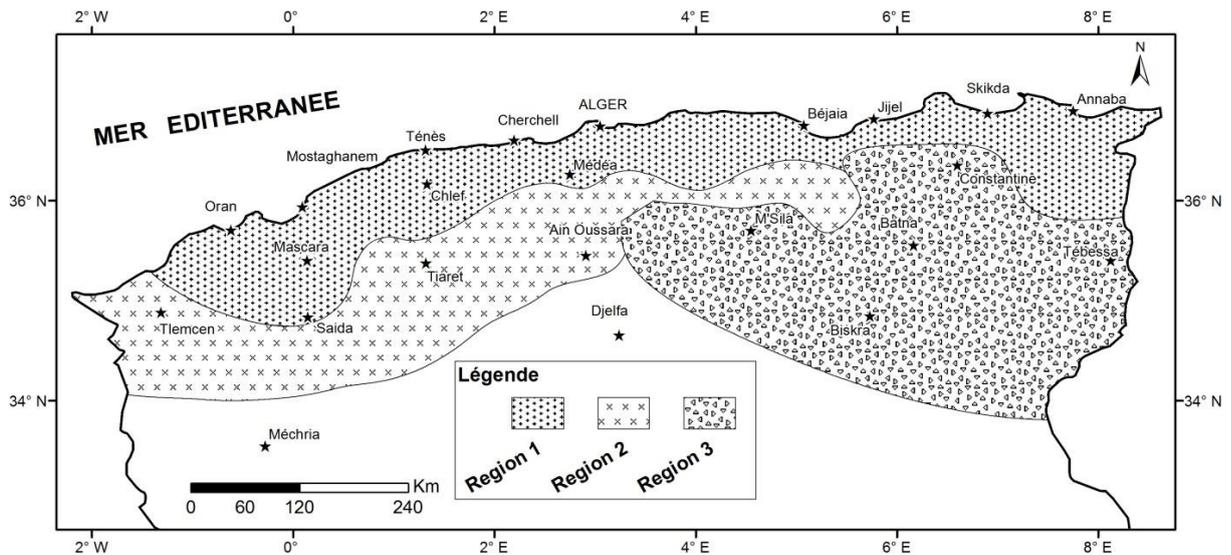


Figure IV.02 : Carte des trois régions homogènes

$$Q_i(F) = \hat{\mu}_i \times q(F) \quad (\text{IV. 12})$$

$q(F)$: la fonction de quantile

$\hat{\mu}_i$: Le modèle correspondant au tableau suivante :

Tableau IV-7 : formule d'estimation de débit de crues

Régions	Equations
Région 1	$Q_{\max} = 3.52 \times A^{0.96} \times S^{0.54}$
Région 2	$Q_{\max} = 2.73 \times A^{0.35} \times S^{0.44}$
Région 3	$Q_{\max} = 1.26 \times A^{0.16} \times S^{1.04}$

Avec :

A : la surface du bassin-versant km²

S : la pente du cours d'eau principal

Tableau IV .08: la fonction de quantile

Période de retour q(F)	2	5	10	20	50	100	200	500
Région 1	0.74	1.54	2.14	2.74	3.53	4.13	4.73	5.52
Région 2	0.59	1.47	2.27	3.22	4.74	6.14	7.78	10.43
Région 3	0.71	1.62	2.29	2.94	3.77	4.37	4.96	5.72

Le modèle correspondant à notre zone d'étude est le modèle de la deuxième région d'où le débit de crue de bassin versant est représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV.09: Le débit des crues

T (année)	q(F)	Débit maximale m ³ /s
10	2.27	2.28572214
20	3.22	3.24230189
50	4.74	4.7728295
100	6.14	6.18252597
200	7.78	7.8338847

2- Hydrogramme des crues

On construit l'Hydrogramme des crues, en se basant sur les résultats de débit fréquentielle

Tableau IV-10: Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue

T (heurs)	Qt,0.5% (m ³ /s)	Qt,1% (m ³ /s)	Qt, 2% (m ³ /s)	Qt, 5% (m ³ /s)	Qt, 10% (m ³ /s)
0	0	0	0	0	0
0.2	0.321205654	0.253496493	0.19569599	0.132941157	0.093719387
0.4	2.569645234	2.027971945	1.56556792	1.06352926	0.749755099
0.58	7.8338847	6.18252597	4.7728295	3.24230189	2.28572214
0.6	5.738017806	1.440874067	1.112336007	0.755637539	0.532700998
0.8	0.168432454	0.595463262	0.45968988	0.312278779	0.220146841
1	0.659980226	0.117622373	0.090802939	0.061684697	0.043485796
1.16	0	0	0	0	0

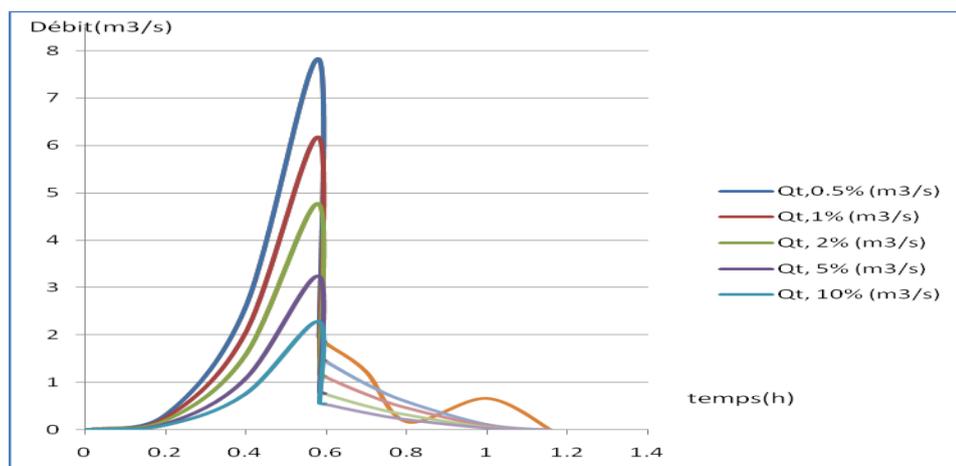


Figure IV.03 : Hydrogramme des crues du bassin versant

On remarque que :

- l'évolution de la crue est la même pour les deux méthodes d'estimation.
- Les valeurs de débit sont différentes d'une formule à une autre selon les paramètres d'estimation.

Dans notre étude on choisit la méthode régionale, c'est la meilleure et la plus adaptée, aussi elle donne le minimum d'erreur de calcul par rapport à l'autre méthode elle tient compte les caractéristiques météorologique, topographique et géologique proportionnelle à la région d'étude.

3- Calcul de volume de crue

Les volumes des crues maximales pour un temps de retour donné sont calculés à l'aide de la formule suivante :

$$V_{\max} = \frac{Q_{\max\%} \times T_c}{F} \quad (\text{IV.13})$$

$Q_{\max\%}$: débit de crue maximale pour une fréquence donnée (m^3/s)

T_c : temps de concentration en (s).

F : coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue $F=1$

Les volumes des crues maximales pour les différentes périodes de retour sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV-11: Volume de la crue

T (année)	10	20	50	100	200
$Q_{\max\%}(\text{m}^3/\text{s})$	2.28572214	3.24230189	4.7728295	6.18252597	7.8338847
$T_c(\text{s})$	2088				
$V_{\max\%}(\text{m}^3)$	4772.587828	6769.92635	9965.668	12909.1142	16357.1513

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons étudié les apports liquides et les apports pour déterminer la capacité de rétention et de transport solide du bassin versant ; et nous avons estimé le débit de bassin versant pour de différentes périodes de retour 10 ; 20 ; 50 ; 100 et 1000 ans.

On a trouvé que :

- La méthode choisit pour l'estimation du débit est la méthode régional car elle est la meilleur et donne le minimum d'erreur de calcul par rapport à la méthode de calcul empirique.
- Le débit maximal dans notre bassin versant est de $6.183 \text{ m}^3/\text{s}$ pour une fréquence de 1%.

V.1 Introduction

La détermination du débit en chapitre précédant permet de passer au calcul hydraulique des différentes variantes d'aménagement relatif à la bonne conception sur le terrain et le dimensionnement optimal qui satisfait les conditions d'évacuation et d'écoulement et pour éviter les problèmes d'inondation et de stagnation des eaux particulièrement dans les points bas de l'agglomération, on prend en considération toutes les contraintes d'environnement dont la compréhension du fonctionnement de notre ouvrage est très nécessaire afin de comprendre leur comportement hydraulique .

V.2 Rappel hydraulique générale

V.2.1 Ecoulement à surface libre [04]

L'écoulement à surface libre est caractérisé par l'existence d'une surface libre en contact direct avec l'air ambiant, donc la surface de l'écoulement est à une pression égale à la pression atmosphérique.

L'écoulement dans les conduites fermées à la pression atmosphérique, ou lorsque le niveau d'eau est égal au diamètre de la conduite est aussi un écoulement à surface libre.

Dans ce cas la force prédominante est celle de la gravité, le mouvement est dû principalement à la pente du canal à dimensionner

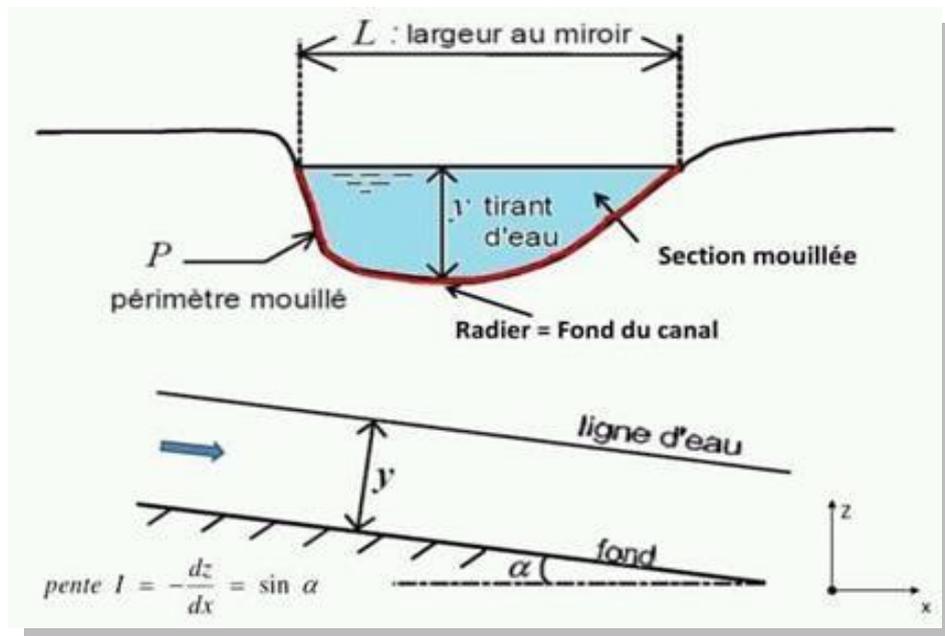


Figure V.01 : Ecoulement à surface libre

1- Ecoulement permanent et non permanent

Pour une section donnée on dit que l'écoulement est permanent si les caractéristiques hydrauliques tel que la vitesse et le tirant d'eau ne changeant pas par rapport au temps.

2- Ecoulement laminaire et turbulent

On dit que l'écoulement est laminaire si le rapport entre les forces d'inertie et les force de viscosité est inférieur à 600 si non on dit que l'écoulement est turbulent, cette seuil est appelé le nombre de Reynolds

$$Re = \frac{\rho \times V \times R}{\mu} \quad (\text{V.01})$$

Avec :

R : le rayon hydraulique

3- Ecoulement fluviale, critique et torrentiel

La conception de ces écoulements à partir d'un seuil qui représente le rapport ente les forces d'inertie et les forces de gravité spécifiée par le nombre de Froude

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \times D}} \quad (\text{V.02})$$

D : Profondeur hydraulique représente le rapport entre la section de l'écoulement et la largeur de la surface d'eau au sommet du canal

- Si : ($Fr < 1$) l'écoulement est Fluviale .
- Si : ($Fr = 1$) l'écoulement est Critique .
- Si : ($Fr > 1$) l'écoulement est torrentiel.

V.2.2 Les canaux [02]

Il a deux types

- Les canaux naturels : représente les cours d'eau existant naturellement : les fleuves, les torrents, les ruisselets.....
- Les canaux artificiels : sont des cours d'eau réalisée ou aménagée par l'homme on utilisant les matériaux de construction

1- Les profile des canaux

La géométrie des canaux c'est l'une des caractéristiques de l'écoulement la plus importante qui caractérise le type de l'écoulement.

Ses caractéristiques sont :

- Section mouillée : c'est le profile transversale de l'écoulement ,engendré par les parois et la surface libre.

- Périmètre mouillé : c'est le périmètre de la section mouillée sans tenir compte la surface libre.
- Rayon hydraulique : représente le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé
- Largeur au miroir : c'est la largeur de la section mouillée à la surface libre.
- Largeur au fond : c'est la largeur de la section mouillée au niveau du fond
- La profondeur hydraulique : c'est le rapport entre la section mouillée et la largeur au miroir
- Le tirant d'eau : c'est la distance normale qui sépare le fond et la surface libre

2- Type des canaux [04]

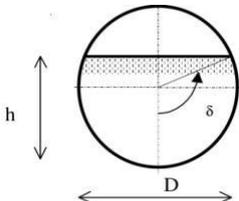
a- Canal circulaire

La géométrie de ce canal permet de véhiculer le maximum de débit dans un périmètre mouillé le plus bas donc est un canal qui a une meilleur conductivité. Dans ce cas la condition de vitesse maximale pour une hauteur de remplissage h est d'ordre 81% de diamètre ainsi que la condition de débit maximale pour une hauteur de remplissage d'ordre 95% de diamètre.

L'inconvénient majeur de ce type de canal est lorsque la vitesse d'écoulement soit exagérée pour des pentes importantes.

*Les paramètres géométriques de ce canal suivant :

Tableau V.01: paramètres géométriques d'un canal circulaire:[04]

profil	Désignation	Expression
	La surface mouillée S	$\frac{D^2}{4} (\delta - \sin\delta \cos\delta)$
	Périmètre mouillée P	$D \delta$
	Rayon hydraulique R_h	$\frac{D}{4} (1 - \frac{\sin\delta \cos\delta}{\delta})$
	La largeur B	$D \sin\delta$
	Profondeur hydraulique D_h	$\frac{D(\delta - \sin\delta \cos\delta)}{4\sin\delta}$
	La hauteur de remplissage h	$R (1 - \cos\delta)$

b- Canal trapézoïdale

- ✓ Sa géométrie permet d'évacuer un débit maximum en comparant avec les canaux de forme rectangulaire.
- ✓ Pour un fruit du talus (m) égale à 0.577, il y a une meilleure conductivité.
- ✓ La variation de la hauteur d'eau est faible pour tout un changement de débit
- ✓ L'expression mathématique de surface, périmètre et de rayon hydraulique sont les suivantes :

$$S_m = h(b + mh) \quad (V. 03)$$

$$P_m = b + 2h\sqrt{1 + m^2} \quad (V. 04)$$

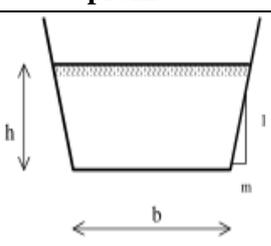
$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (\text{V.05})$$

On doit dériver l'expression de la surface et celle de périmètre par rapport au tirant d'eau h pour obtenir un périmètre mouillé le plus bas et un rayon hydraulique maximale :

$$dS = hdb + (m + mh)dh \quad (\text{V.06})$$

$$dP = hdb + 2h\sqrt{1 + m^2}dh \quad (\text{V.07})$$

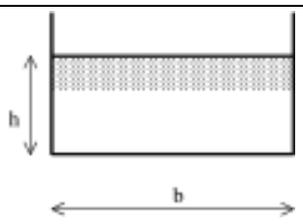
Tableau V.02: Les paramètres géométriques d'un canal trapézoïdal

profil	Désignation	Expression
	La surface mouillée S	$h(b + mh)$
	Périmètre mouillée P	$b + 2h\sqrt{1 + m^2}$
	Rayon hydraulique R_h	$\frac{h(b + mh)}{b + 2h\sqrt{1 + m^2}}$
	La largeur B	$b + 2mh$
	Profondeur hydraulique D_h	$\frac{h(b + mh)}{b + 2mh}$

c- Canal rectangulaire

- ✓ Avantageuse si la largeur b est proportionnelle au tirant d'eau de ce canal.

Tableau V.03: les paramètres géométriques d'un canal rectangulaire

profil	Désignation	Expression
	La surface mouillée S	bh
	Périmètre mouillée P	$b + 2h$
	Rayon hydraulique R_h	$\frac{bh}{b + 2h}$
	La largeur B	B
	Profondeur hydraulique D_h	H

d- Les canaux prismatiques

On dit que le canal est prismatique si la pente et la géométrie de canal ne varie pas par rapport à l'espace.

V.3 Étude des variantes

C'est l'une des phases nécessaire à la conception de l'ouvrage à travers les critères hydrotechniques et l'analyse de site qui permet de choisir la technique d'aménagement la plus adéquate et d'éviter la répercussion non souhaitables après la projection.

Tableau V. 04: Les Processus d'aménagement

Variante	Avantages	Inconvénients
Reprofilage	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Economique par rapport au béton et le gabion. ✓ Facile a réalisée. ✓ ne besoin pas des engins des déférant structure. ✓ adapté bien pour les sols rocheux. ✓ rendement efficace. 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Le cout des engins d'exécution élevé ✓ L'érosion au niveau des rives ainsi que le transport de sédiments soit importants ✓ Court durée de vie
Les éléments en béton (canaux, regards)	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Bien dimensionnée donc assurée une meilleure évacuation et une meilleure stabilité ✓ Duré de vie importante ✓ La disponibilité des engins ainsi que les matériaux de construction ✓ La forme étroite est adaptée à la ville 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Le cout de génie civil est élevé ✓ Rugosité élevée
Gabionnage	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Utilisation de matière sur site ✓ La mise en ouvre est facile. ✓ Meilleur protection contre l'érosion. ✓ Moine chaire 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ La stabilité au reversement et ou poinçonnement est fable en période de crues ✓ l'insuffisante des cailloux des diamètres demandés.

- L'analyse du site doit mettre en évidence ses atours et ses contraintes. Il s'agissait de conserver son harmonie, valoriser ces contraintes et respecter son équilibre du point de vue hydraulique.
- Ce Constat a pris en considération : le bassin versant et ses limites géographiques préalables à toute conception ainsi que le diagnostic qui s'intègre dans le processus d'aménagement.

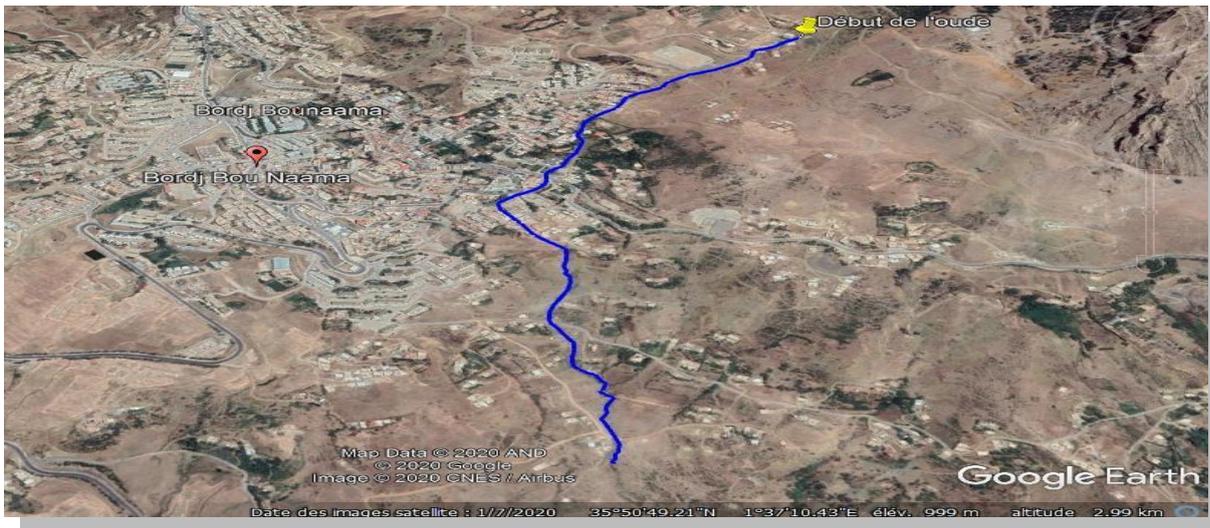


Figure V.02 : vue arienne de l'oued



Figure V.03 : première partie de la ville



Figure V.04 : Deuxième partie de la ville

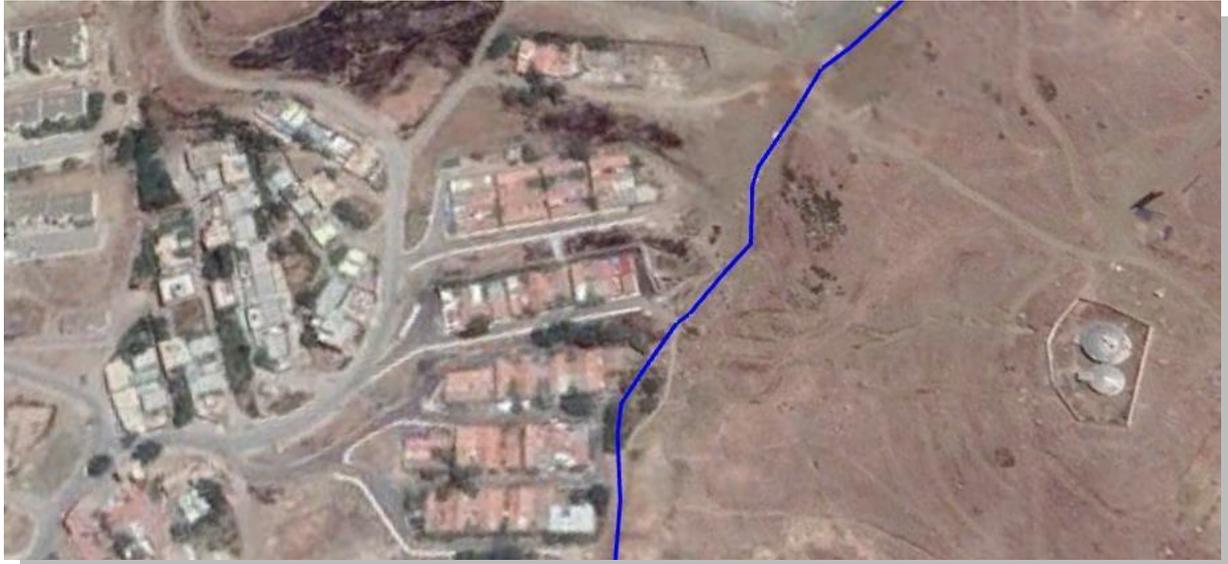


Figure V.05 :troisième partie de la ville

Dans cette partie les dimensions de la galerie existantes sont : 1.5×1.5 m ; $L=270$ m



Figure V.06 : quatrième partie de la ville



Figure V.07 :cinquième partie de la ville



Figure V.08 : sixième partie de la ville

Dans cette partie la Conduite existante est de diamètre de : 2000mm ; longueur de : 162 m, et le profil de l'oued est d'une longueur de : 50m, il y a une réfraction à deux conduites de $D=1000$ mm ; $L=66$ m



Figure V.09 : septième partie de la ville

Concernant notre étude :

1- l'analyse de site, nous a permet de maintenir à:

- Les galeries existantes qui sont en bonne état, avec les dimensions de : 1.5x1.5
- Les conduites de diamètre : 2000 mm
- Double conduite de diamètre : 1000 mm



Figure V. 10 : galerie existantes de dimension 1.5X1.5 (Source : DRE Bordj Bounaama)



Figure V. 21: Conduite existantes de diamètre 2000mm (Source : DRE Bordj Bounaama)



Figure V. 32: Réfraction à deux Conduite existantes de diamètre 1000mm (Source : DRE Bordj Bounaama)

Remarque :

1. Après une simulation hydraulique par logiciel HEC-RAS on remarque la présence des débordements dans l'oued Annexes (2) ;(3) et (4).
2. Les canaux existantes sont on bonne états selon les énoncé de la direction de ressource en eau de la commune de bordj bounaama.
3. L'analyse de chaque partie de la ville (selon les figures au dessus), nous exige d'appliquer des variantes adéquates pour chaque tronçon, soit:
 - Bétonnage : on l'utilise sur une longueur de 1057 mètre toute au long de la ville, pour différente géométrie des canaux accompagné par des regards de chute en prenons on compte l'aspect technico-économique et l'aspect esthétique environnemental de notre ville
 - Gabionnage : on utilise cette variante dans la partie amont de l'ouvrage sur une longueur de 28 mètre, et dans la partie aval sur une longueur de 430 mètre, car elle est hors la ville et très économique.

V.3.1 Dimensionnement des canaux :

Pour des raisons économiques et sécurité, nous allons dimensionner l'ouvrage pour une période de retour de 100 ans.

*Pour un écoulement permanent uniforme le calcul se fait avec la formule de Chézy :

$$Q = CS\sqrt{R_h \times i} \quad (\text{V.08})$$

Avec

C : Coefficient de Chézy

S : la section mouillée

R_h : Rayon hydraulique

i : la pente de fond du canal

1- Détermination du coefficient de Chézy :

- Formule de PAVALOVSKI :

$$C = \frac{1}{n} R_h^y \quad (\text{V.09})$$

Avec :

n : la rugosité du canal

Cette formule est applicable pour un rayon hydraulique compris entre 0.1 et 3 mètre et pour n compris entre 0.011 et 0.04

L'expression de y est le suivantes :

$$y = \frac{3}{2} \sqrt{n} \quad , \quad \text{Si } : R_h \leq 1 \text{ m}$$

$$y = 1.3 \sqrt{n} \quad , \quad \text{Si non}$$

- Formule d'AGROSKINE :

$$C = \frac{1}{n} + 17.72 \log R_h \quad (\text{V.10})$$

- Formule de MANING-STRICKLER :

$$C = K R_h^{\frac{1}{6}} \quad (\text{V.11})$$

Avec

K : coefficient de rugosité de STRICKLER, dépend de la nature des matériaux du canal

Tableau N° V. 05: valeurs de Coefficient de rugosité

Nature de matériaux	K	n
Parois lisse	100	0,0100
Mortier lisse	85	0,0118
Béton lisse	75-90	0,0111-0,0133
Maçonneries	70	0,0143
Béton rugueux	60	0,0167
Terre régulière	50	0,0200
Chenal caillouteux	40	0,0250

*Pour notre cas on va utiliser la formule de Manning-Strickler pour la détermination de coefficient Chézy d'où le débit est calculé par la formule suivante :

$$Q = K \times S \times R_h^{\frac{2}{3}} \times i^{\frac{1}{2}} \quad (\text{V.12})$$

2- Détermination les caractéristique géométrique et hydraulique de l'écoulement :

a- Calcul de la profondeur normale h_n :

On utilise la méthode itérative à partir de l'équation générale de l'écoulement uniforme, on fixe la valeur de b et on donne des valeurs à h et on détermine Q jusqu'à atteindre une valeur de débit de dimensionnement.

Pour notre étude :

- pour un canal rectangulaire on obtient pour un tronçon de pente 23% $b=1.5m$
- Pour un canal circulaire avoir déterminé, les diamètres, les vitesses et les débits à pleines section, on calcule le rapport des débits (Q_{dim}/Q_{ps}) D'après l'abaque.

On a donc :
$$R_q = \frac{Q_{dim}}{Q_{ps}} \quad (\text{V. 13})$$

Et on déduit le rapport des hauteurs et des vitesses.

$$R_h = \frac{H}{D} \quad (\text{V. 14})$$

$$R_v = \frac{v}{v_{ps}} \quad (\text{V. 15})$$

Tel que :

R_q : Rapport des débits.

R_v : Rapport des vitesses.

R_H : Rapport des grandeurs des hauteurs d'eau.

H : Hauteur de remplissage.

V : Vitesse de remplissage.

Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire. (m^3/s).

D : Diamètre normalisé de la conduite (mm).

Q_{ps} : Débit de pleine section (m^3/s).

V_{ps} : Vitesse à pleine section (m/s).

b- Calcul de la profondeur critique h_c :

Le point critique est associé à une énergie minimale qui peut véhiculer le débit d'écoulement, on peut voir sur le graphique suivant les différents écoulements associés à la courbe d'énergie pour un débit constant.

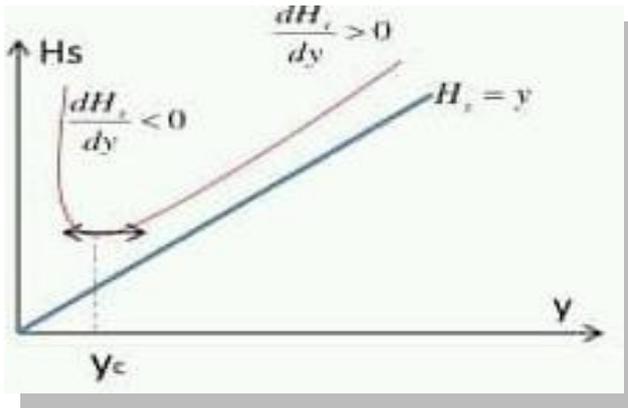


Figure V.13 : Courbe d'énergie

*La détermination de h_{cr} :

- Graphiquement : Elle correspond à la projection de minimum d'énergie sur l'axe de l'abscisse.
- Théoriquement : par l'utilisation de la méthode itérative pour un nombre de Froude égale 1.

Pour les mêmes tronçons étudiés, on obtient les résultats suivants :

- Pour un canal rectangulaire $D=S/b = h$ donc :

$$\frac{v^2}{gh_{cr}} = \frac{Q^2}{g b^2 h_{cr}^3} = 1$$

$$h_{cr} = \left(\frac{Q^2}{g b^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{V.16})$$

c- Calcul de la pente critique i_{cr} :

La pente critique correspondant à la profondeur critique cette dernière est donnée par la formule suivante :

$$i_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 S_{cr}^2 R_h} \quad (\text{V.17})$$

3- Paramètre de dimensionnement :

a- Fruit de talus :

- On prend $m=0$ pour des canaux rectangulaire couvert en béton
- On prend $m=0.5$ pour des canaux trapézoïdaux ouverts en béton.

b- Coefficient de Strickler :

- Pour le revêtement en béton ce coefficient est estimé à $75 \text{ (m}^{1/3}/\text{s)}$
- Pour le gabionnage ce coefficient est estimé à $45 \text{ (m}^{1/3}/\text{s)}$

c- La pente :

- On choisit une pente sur la base de régime torrentiel pour chaque différence d'altitude de 2 mètre on prend en compte la condition de vitesse admissible par la projection des regards de changement de pente ainsi que les différentes géométries des canaux.

- Sur la base de levé topographique de notre zone d'étude qui nous a permis de départager le cours d'eau suivant la pente en plusieurs tronçon

V.3.2 Calcul du dimensionnement du canal :

Selon les conditions précédentes, l'examen des canaux existants et le dimensionnement du canal sont donné dans **Tableau N° V. 12** et le **Tableau N° V. 13** suivants :

1- Résultats :

Tableau N° V. 12: Examen des canaux existants

Tronçons existants	dimension	Longueurs (m)	Pente (%)	Q estimé (m³/s)	S _m (m²)	P _m (m)	R _h (m)	V (m/s)	Q calculé (m³/s)	Fr	Constat
Galerie	1.5x1.5 (mxm)	270	12.5	6.183	2.25	4.5	0.5	18.75	42.188	4.89	maintenir
			5.8					12.77	28.733	3.33	
			11.1					17.67	39.758	4.61	
			5.5					12.44	27.990	3.24	
			7.3					14.33	32.243	3.74	
			17.3					22.06	49.635	5.75	
			10.2					16.94	38.115	4.42	
			7.2					14.23	32.018	3.71	
Conduite en béton armé	D 2000 mm	162	12.9	6.183	3.14	6.28	0.5	16.99	53.312	16.33	maintenir
			5.6					11.19	35.125	10.76	
			5.6					11.19	35.125	10.76	
			0.9					4.48	14.082	4.31	
	2 x D1000 mm	66	8.4	6.183	2*0.785	2*3.14	0.5	11.39	2*6775	2.75	maintenir

Tableau V.13 : Dimensionnement des canaux

N° du tronçon	début	fin	matériaux	géométrie	b ou D	Débit (1%)	pente I(%)	h _n (m)	S _m (m ²)	P _m (m)	R _h (m)	L _m (m)	V (m/s)	Fr	h _c (m)
I	0	28.55	gabion		5	6.183	17	0.20	1.00	5.40	0.185	5	6.18	4.41	0.53
II	28.55	68.55	béton	rectangle	1.5	6.183	23	0.31	0.470	2.12	0.222	1.5	13.16	7.55	1.20
	68.55	110.05	béton	rectangle	1.5	6.183	12.7	0.38	0.577	2.26	0.255	1.5	10.72	5.55	1.20
	110.05	151.55	béton	rectangle	1.5	6.183	13.3	0.48	0.567	2.46	0.230	1.5	10.90	5.03	1.20
	151.55	177.65	béton	rectangle	1.5	6.183	1.2	0.91	1.362	3.32	0.410	1.5	4.54	1.52	1.20
	177.65	199.15	béton	rectangle	1.5	6.183	31.1	0.28	0.425	2.06	0.206	1.5	14.55	8.78	1.20
	199.15	217.31	béton	rectangle	1.5	6.183	19.3	0.33	0.449	2.16	0.208	1.5	13.77	7.65	1.20
	217.31	241.91	béton	rectangle	1.5	6.183	5.8	0.51	0.760	2.52	0.302	1.5	8.14	3.64	1.20
III existante	241.91	268.52	béton	rectangle	1.5	6.183	12.5	0.31	0.580	2.28	0.254	1.5	10.66	6.11	1.20
	268.52	296.44	béton	rectangle	1.5	6.183	5.8	0.38	0.760	2.52	0.302	1.5	8.14	4.21	1.20
	296.44	340.79	béton	rectangle	1.5	6.183	11.1	0.39	0.604	2.3	0.263	1.5	10.24	5.23	1.20
	340.79	380.99	béton	rectangle	1.5	6.183	5.5	0.51	0.774	2.54	0.305	1.5	7.99	3.57	1.20
	380.99	408.26	béton	rectangle	1.5	6.183	7.3	0.40	0.700	2.44	0.287	1.5	8.83	4.46	1.20
	408.28	426.62	béton	rectangle	1.5	6.183	17.3	0.52	0.518	2.2	0.235	1.5	11.94	5.28	1.20
	426.62	464.05	béton	rectangle	1.5	6.183	10.2	0.47	0.622	2.32	0.268	1.5	9.94	4.63	1.20
	464.05	499.57	béton	rectangle	1.5	6.183	7.2	0.35	0.704	2.44	0.289	1.5	8.78	4.74	1.20
IV	499.57	541.07	béton	rectangle	1.5	6.183	13.9	0.39	0.559	2.28	0.222	1.5	11.06	5.65	1.20
	541.07	582.57	béton	rectangle	1.5	6.183	14.2	0.37	0.555	2.24	0.255	1.5	11.14	5.85	1.20
	582.57	624.07	béton	rectangle	1.5	6.183	11.5	0.40	0.597	2.3	0.230	1.5	10.36	5.23	1.20
	624.07	665.57	béton	rectangle	1.5	6.183	14	0.37	0.557	2.24	0.410	1.5	11.10	5.83	1.20
V	665.27	685.07	béton	Cercle	2	6.183	11.6	0.82	0.14	1.22	0.115	1.146	17.57	16.0	1.32
VI	685.07	706.07	béton	rectangle	1.5	6.183	2.7	0.67	1.005	2.84	0.354	1.5	6.15	2.40	1.20
VII	706.07	731.57	béton	Cercle	2	6.183	10.7	0.38	0.829	2.36	0.351	1.85	10.76	5.13	0.07
VII	731.57	756.57	béton	Trapèze	1	6.183	8.7	0.50	0.629	2.12	0.297	1.5	9.83	4.85	1.16

	756.57	781.57	béton	m=0.5	1	6.183	9.2	0.49	0.645	2.10	0.307	1.49	9.59	4.65	1.16
	781.57	804.62	béton		1	6.183	7.8	0.52	0.655	2.16	0.303	1.52	9.44	4.59	1.16
VIII existant	804.62	833.75	béton	Cercle	2	6.183	12.9	0.36	0.385	1.75	0.220	1.54	11.81	7.54	0.07
	833.75	873.87	béton		2	6.183	5.6	0.5	0.614	2.09	0.294	1.73	9.26	4.96	0.07
	873.87	925.94	béton		2	6.183	5.6	0.5	0.614	2.09	0.294	1.73	9.26	4.96	0.07
	925.94	968.07	béton		2	6.183	0.9	0.9	1.371	2.94	0.466	1.99	5.11	1.97	0.07
IX	968.07	995.65	béton	Cercle	1.2	6.183	3.2	0.89	2.500	2.50	1.000	1.05	8.06	1.67	0.47
	995.65	1017.41	béton		1.2	6.183	6.2	0.71	1.940	2.11	0.920	1.18	10.54	2.62	0.47
X	1017.41	1051.53	béton		1.4	6.183	1.3	1.05	1.237	2.93	0.422	1.21	5.76	1.82	0.20
XI existantes	1051.53	1087.45	béton		2*1	2* 6.775	8.4	0.95	0.771	2.69	0.287	0.44	11.39	2.75	0.77
XII	1087.45	1235.57	gabion		5	6.183	32	0.17	0.85	5.34	0.159	5	7.27	5.63	0.54
	1235.57	1316.28	gabion		8.7	6.183	23.76	0.13	1.131	8.96	0.126	8.7	5.47	4.84	0.37
	1316.28	1474.47	gabion		5	6.183	22.48	0.19	0.95	5.38	0.177	5	6.51	4.77	0.54
	1474.47	1508.29	gabion		13	6.183	12.03	0.12	1.56	13.24	0.118	13	3.96	3.64	0.28

2- La ligne d'eau :

La variation de la ligne d'eau est représentée comme suite :

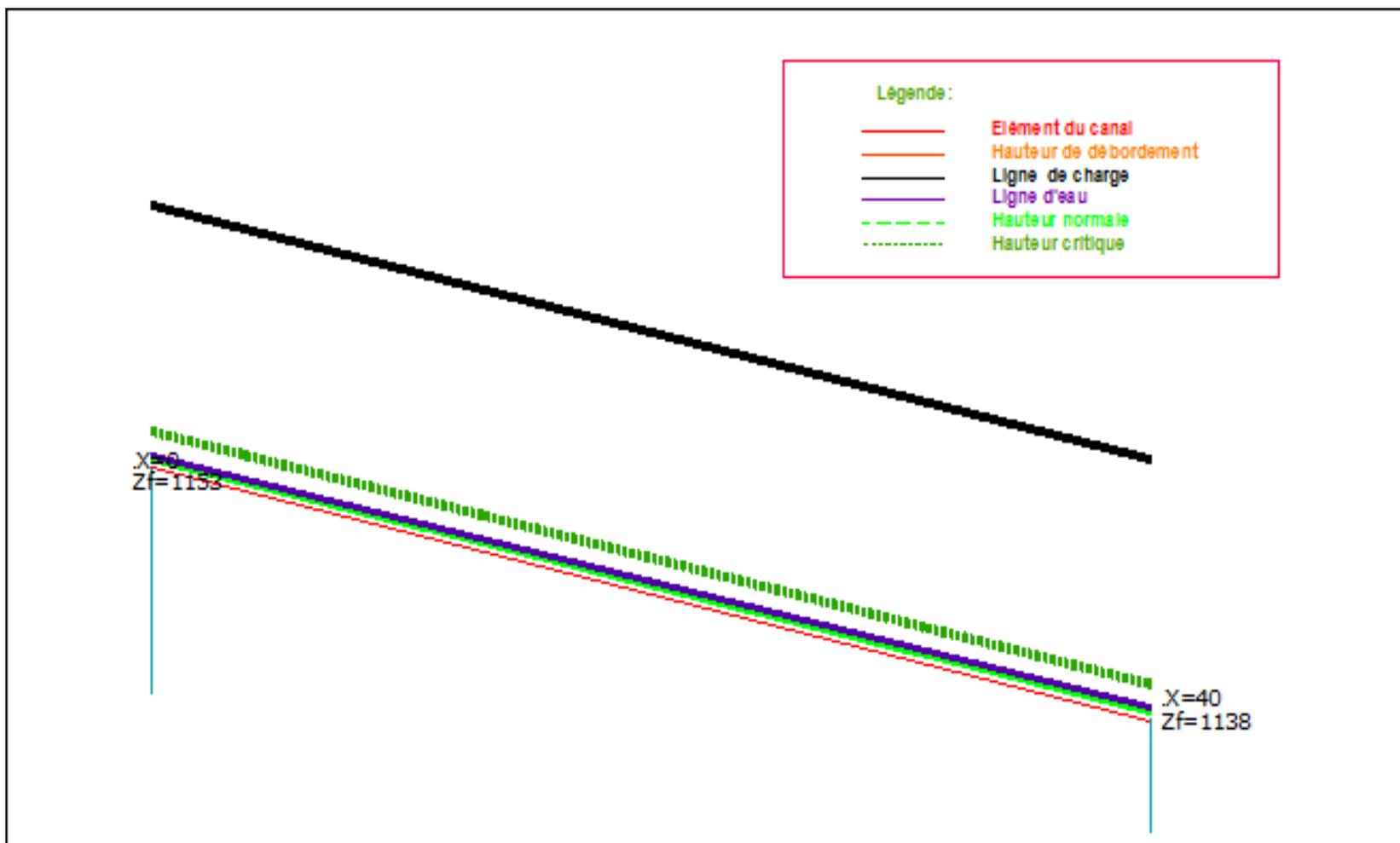


Figure V .14: variation de la ligne d'eau dans le premier tronçon de la section rectangulaire

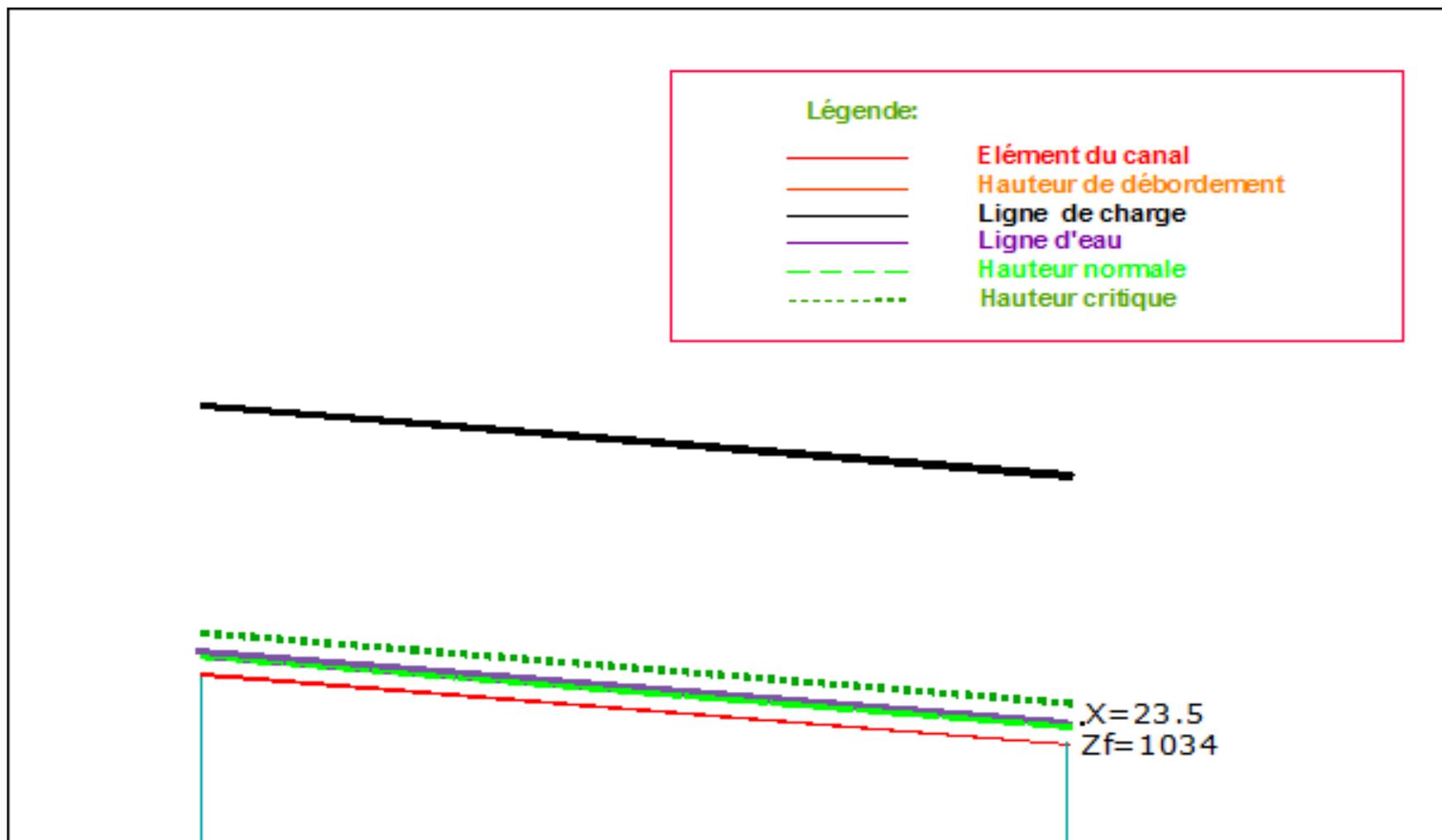


Figure V.15 : la variation de la ligne d'eau dans le premier tronçon du canal trapézoïdale

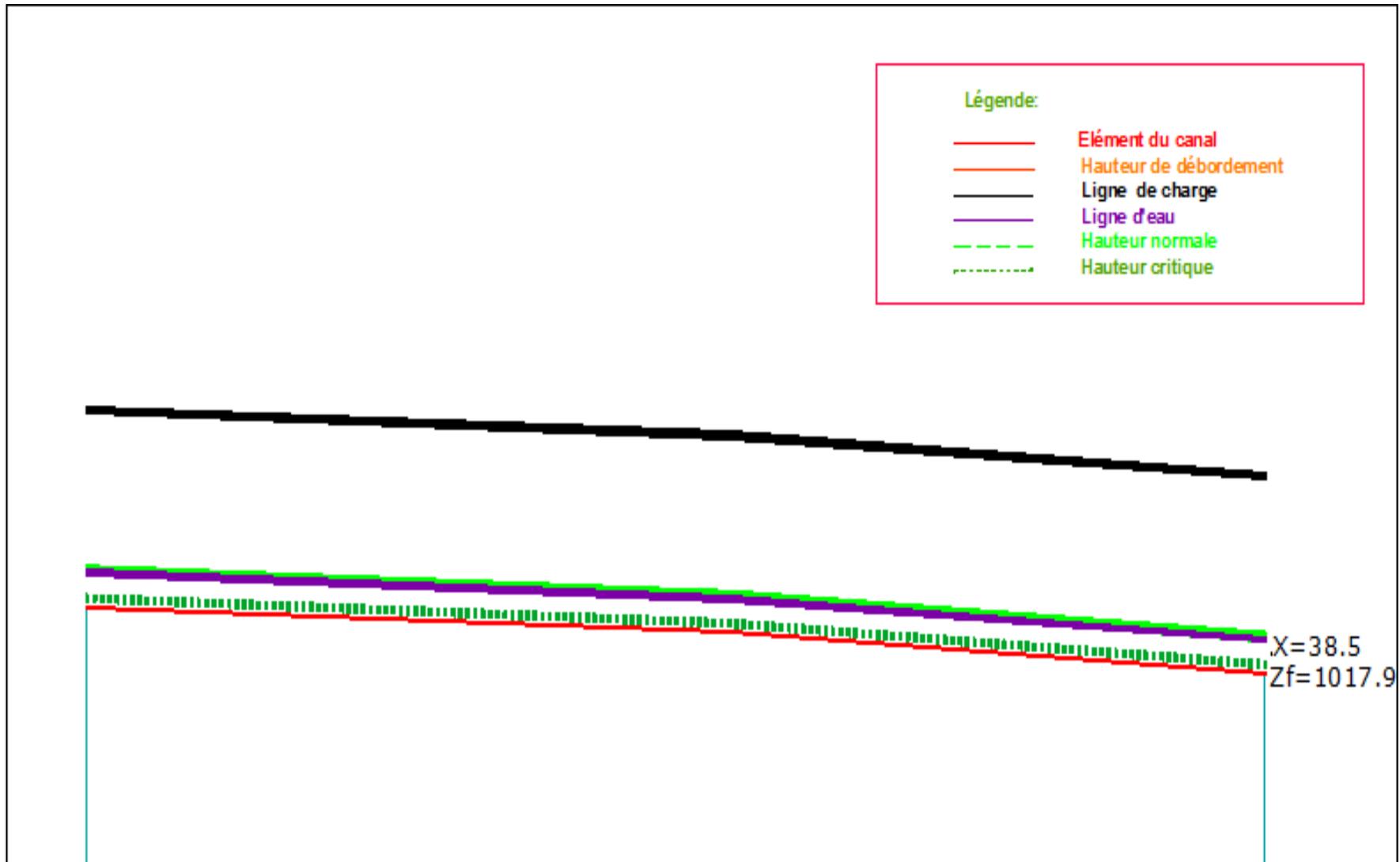


Figure V.16 : la variation de la ligne d'eau dans le tronçon projeté du canal circulaire

Remarque :

- Afin d'avoir une hauteur régulière du canal on fait des arrondissements des hauteurs d'ordre 1 mètre avec une hauteur de sécurité 0.5 mètre concernant les canaux rectangulaire et les canaux trapézoïdale et on normalise les canaux circulaire.
- Concernant les éléments de gabionnage l'emplacement de la casse de gabion permet de maintenir la largeur, elle est variable selon les rives de notre oued.
- Pour un tronçon du canal la variation de la ligne d'eau est on parallèle avec le fond du canal donc notre écoulement est permanent uniforme dans tous les canaux.

3- Les ouvrages annexes :

- **Les regards :**

Pour notre étude on change la pente pour chaque dénivelé de 2m et on projeté 7 Regards de ce type :

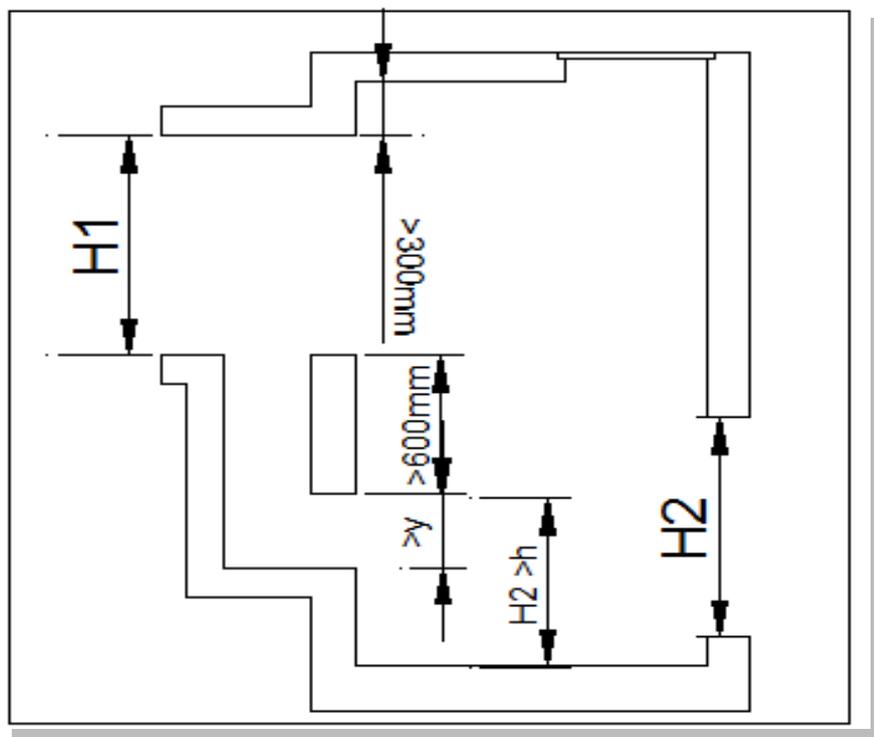


Figure V.17 : Regard de changement de pente

*On utilise les étapes suivantes :

$$x = v_0 \times t \quad (\text{V. 18})$$

$$y = -\frac{1}{2}gt^2 + y_0 \quad (\text{V. 19})$$

- Selon la variation de la ligne d'eau à l'instant $t=0$ on a la différence d'altitude $y_0 = 2\text{m}$ et pour le terrant d'eau maximale $h_m = 0.91\text{ m}$

$$v_0 = \sqrt{2gH_0} = 4.23\text{m/s}$$

- Pour $y=0$ On obtient $t=0.63\text{ s}$ d'où $x=0.63 * 4.23=2.66\text{m}$ arrondi à 2.7m
- La valeur de la vitesse est déterminée par la formule de Bernoulli :

$$\frac{p_0}{\rho g} + \frac{v_0^2}{2g} + h_0 = \frac{p_1}{\rho g} + \frac{v_1^2}{2g} + h_1 \quad (\text{V. 20})$$

On obtient $v_1=7.55\text{m/s}$

Conclusion:

Dans ce chapitre on a étudié :

- l'achèvement du tracé qui permet de faire le calcul hydraulique selon les variantes d'aménagement particulièrement le bétonnage (canaux, regard) et le gabionnage
- le tableau de dimensionnement qui comporte les dimensions finales de notre ouvrage d'évacuation.
- Vu que notre oued à aménager comporte des canaux existante et des traversés des routes, on a montré que ces canaux sont fiable techniquement et ne représente aucune phase de débordement.

VI.1 Introduction

La réalisation d'un projet est régie par les lois auxquelles est soumis tout chantier se trouvant en milieu urbain ou rural.

Un des critères prépondérants lors de l'attribution d'un projet immobilier à une entreprise de travaux publics et hydraulique est la durée de réalisation du projet.

Les constructeurs ont donc rapidement compris l'importance de ce paramètre et ont à cet effet élaboré des différentes méthodes d'organisation afin d'en assurer la maîtrise.

VI.2 Généralité

VI.2.1 Les étapes d'avant-projet

Les éléments d'avant-projet sont :

- Elaborer le plan du tracé du projet ;
- Préparation des profils en long ;
- Trouver le plan des éléments de l'ouvrage existants
- Etude du type de sol ;
- Prenant compte de toutes les anomalies et les difficultés rencontrées durant la réalisation du projet.

VI.2.2 Dossier du marché

Elaboration du cahier de charge doit contenir toutes les clauses régissant l'opération du marché clauses (techniques, spéciales).

VI.2.3 Choisir des matériaux de la canalisation et de construction

Avec plusieurs conditions qui sont :

- Résistance de l'érosion.
- Composite du matériau pour la sécurité statique.
- Bonne viscosité.
- La vitesse d'écoulement.
- Poids Ligier.

VI.3 Succession des travaux de chantier

VI.3.1 Travaux préparatoires et installation de chantier

L'installation de chantier se fonde selon le type de chantier et leur nécessité la classification de ce dernier selon trois types de chantier qui est en fonction de nombre de travailleurs ainsi que la durée de chantier :

- **Chantier de type 1** : la durée inférieure à 15 jours et quelque soit le nombre de travailleurs ou une durée de 15 jours à 4 mois jusqu'à 20 travailleurs.
- **Chantier de type 2**: une durée de 15 jours à 4 mois et plus de 20 travailleurs
- **Chantier de type 3**: dans ce cas la durée plus de 4 mois et quelque soit l'effectif.

Notre chantier est installé selon le troisième type selon la durée qui et que le nombre de travailleurs est arbitraire.

En plus à fin de ménager l'espace de stockage et de maintenances des engins, des locaux et des postes de travail on passe par l'implantation d'un chantier.

VI.3.2 Préparation de site de construction

A fin d'économie, les différentes catégories de notre projet passent par cette étape qui consiste à préparer le cheminement du canal.

VI.3.3 Exécution des travaux

La réalisation de notre projet sur le terrain oblige à suivre les étapes suivantes :

- Implantation du tracé au niveau de l'oued ;
- Débroussaie et décapage.
- Excavation et l'aménagement de la fondation jusqu'à la benne sol
- Aménagement de béton propre dans le cas de bétonnage.
- Projeter les cages de gabion, les galeries et les regards selon la disposition des caisses du gabion pour le gabionnage et selon la dose en béton en 150 kg/m^3 et 350 kg/m^3 respectivement béton propre et béton armé.
- Finalement le Remblai extérieur du canal.

1- Engins d'exécution

1. Bulldozer : on utilise cet engin dans notre projet afin d'exécuter le profil de canal et l'ouverture de la route afin de déplacer les engins et le transport de matériaux



Figure VI .01: DOZERS

2. Pelle hydraulique : On utilise une pelle équipée en rétro avec une chenille qui convient à tous les types de terrain. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu. Ces engins très répandus sont utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.



Figure VI.02 : Pelle équipé en rétro.

3. Chargeur : On utilisé le chargeur sur pneu dans les travaux de chargement de déblai ainsi que le remblaiement extérieur de notre canal a cause de leur rapidité



Figure VI.03 : Chargeur

4. Camion benne : on lui utilisé dans le transporte de déblai ainsi que les pierres de gabionnage a l'avantage de la capacité et la vitesse.



Figure VI.04 : Camion

5. Le Camion malaxeur : on utilise afin d'assurer une meilleure qualité de béton donné au central à béton dans les conditions climatologiques.



Figure VI.05 : Camion Malaxeurs

La capacité horaire de notre engin d'exécution est la suivante :

Tableau VI.01 : les différentes capacités théorique et réelle des engins

engins	Capacité horaire théorique (m ³ /h)	Capacité journalier théorique (m ³ /j)	Capacité journalier réelle (m ³ /j)
Bulldozer	150	1200	600
Chargeur	115	920	460
Pelle hydraulique	100	800	400
camion	8	64	512
Camion malaxeurs	8	64	32

VI.4 Calcul de cubatures

VI.4.1 Volume du déblai et de remblai

On le détermine par la relation suivante :

$$\text{Volume déblai} = \left(\frac{S_{\text{am}} + S_{\text{av}}}{2} \right) \times L \quad (\text{V.01})$$

S_{am} : profil en travers d'excavation en amont en m².

S_{av} : profil en travers d'excavation en aval en m².

$$\text{Volume}_{\text{remblai}} = \left(\frac{S_{\text{am}} + S_{\text{av}}}{2} \right) \times L \quad (\text{V.02})$$

S_{am} : profil en travers de remblai en amont en m².

S_{av} : profil en travers de remblai en aval en m².

$$\text{Volume}_{\text{Transporté}} = \text{Volume}_{\text{déblai}} - \text{Volume}_{\text{remblai}}$$

Avec

L : Longueur des tronçons en mètre

Tableau VI.02 : Volume de déblai et de remblai

tançons		V _{déblai} (m ³)	V _{remblai} (m ³)
0	7	35	0
7	20	29	0
28	64	304	208
64	102	168	220
102	152	794	289
152	206	616	312
414	536	236	705
536	569	768	191
569	597	253	162
597	636	351	226
636	670	205	197
670	752	740	474
752	827	279	434
827	1033	417	197
1033	1235	94	0
1235	1316	646	0
1316	1508	256	0

On obtient les résultats suivants :

-Volume totale de déblai : 6191 m³

-Volume totale de remblai : 3615 m³

- Volume transporté : 2576 m³

On remarque que le volume transporté est important , la topographie est importante par rapport a la surface excavé est que le gabionnage ne tient pas en considération le volume remblai.

VI.4.2 Volume du béton

1- Volume de béton armé

On le détermine par la formule suivante :

$$\text{Volume}_{\text{béton armé}} = S_{\text{béton armé}} \times L \quad (\text{V. 03})$$

$$S_{\text{béton}} = S_{\text{extérieure}} - S_{\text{hydraulique}}$$

Avec :

$S_{\text{extérieure}}$: profile transversale de canal composé en béton armé et la surface hydraulique.

*les résultats :

-Pour un canal rectangulaire :

$$\text{Volume}_{\text{béton armé}} = 0.99 \times 400 = 396 \text{ m}^3$$

-Pour un canal trapézoïdal :

$$\text{Volume}_{\text{béton armé}} = 0.15 \times (1 + 2 \times 1.5\sqrt{1.25} + 0.4) \times 75 = 54\text{m}^3$$

2- Volume du béton propreté

Pour un canal rectangulaire et circulaire :

$$V_{\text{béton propreté}} = e \times l \times L \quad (\text{V. 04})$$

Canal trapézoïdale:

$$V_{\text{béton propreté}} = e \times P \times L \quad (\text{V. 05})$$

Avec :

e : l'épaisseur de la couche (10cm pour Béton propreté et 15 cm pour le béton armé)

l : Largeur de la couche de béton propreté égale 2m au ras des bords de notre dimension du canal

L : Longueur des tronçons en mètre.

P : Périmètre de la couche en mètre.

*les résultats :

-Canal rectangulaire et circulaire :

$$\text{Volume}_{\text{béton propreté}} = 0.1 \times 2 \times 865 = 173 \text{ m}^3$$

-Canal trapézoïdale :

$$\text{Volume}_{\text{béton propreté}} = 0.1 \times (1 + 2 \times 1.5\sqrt{1 + 0.25} + 0.4) \times 75 = 36\text{m}^3$$

3- Nombre de casse de gabion

La hauteur du gabion est variable selon les rives de notre oued :

-Les casse du gabion est de dimension (1 × 1 × 2)

-La longueur de tronçons aménagés en gabion est de 450m.

* le nombre de caisse de gabion sont 626.

VI.5 Planification

VI.5.1 Définition

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste à l'installation des postes de travail et son stabilisation ainsi que l'observation instantanée, L'analyse des tâches et la simplification des méthodes ; le chronométrage, la définition des objectifs et des attributions, selon les méthodes de planification à savoir la Méthodes basées sur le réseau.

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation.



On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches** : L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.

L'opération **A** précède l'opération **B**



- **Réseau à nœuds** : L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches

L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches
- détermination des tâches antérieures
- Construction des graphes partiels
- Regroupement des graphes partiels
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage
- Construction du réseau.

Les méthodes basées sur le réseau :

1. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré, analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue et l'adaptation du réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

2. Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical)

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

3. Méthode P.D.M (Procedure Diagram Methode)

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir : Commencement de l'opération (A) et (B), Finition de l'opération (A) et commencement de (B), Finition de l'opération (A) et finition l'opération (B).

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M.**

1. Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

$$\text{Avec : } \begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \end{cases}$$

2. Le Chemin critique (C.C) qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum_{C.C} TR = D.T.P \end{cases}$$

La méthode du *CPM* est une méthode de planification, elle a pour objectif de réduire le temps et le coût de réalisation de projet et augmenter le rendement du travail. Pour la construction du réseau il faut d'abord établir les différentes tâches des travaux. Ces derniers sont les suivantes:

Tableau VI.03 : Durée d'attachements

Opération	désignation	Durée (jour)
Décapage de la terre végétale	A	20
Excavation	B	30
Remblai	C	8
Lit de béton propriété	D	15
Le bétonnage	E	40
Mise en mise en œuvre de gabion	F	30
Compactage des tranches des canaux	G	10
Travaux de finition	H	7

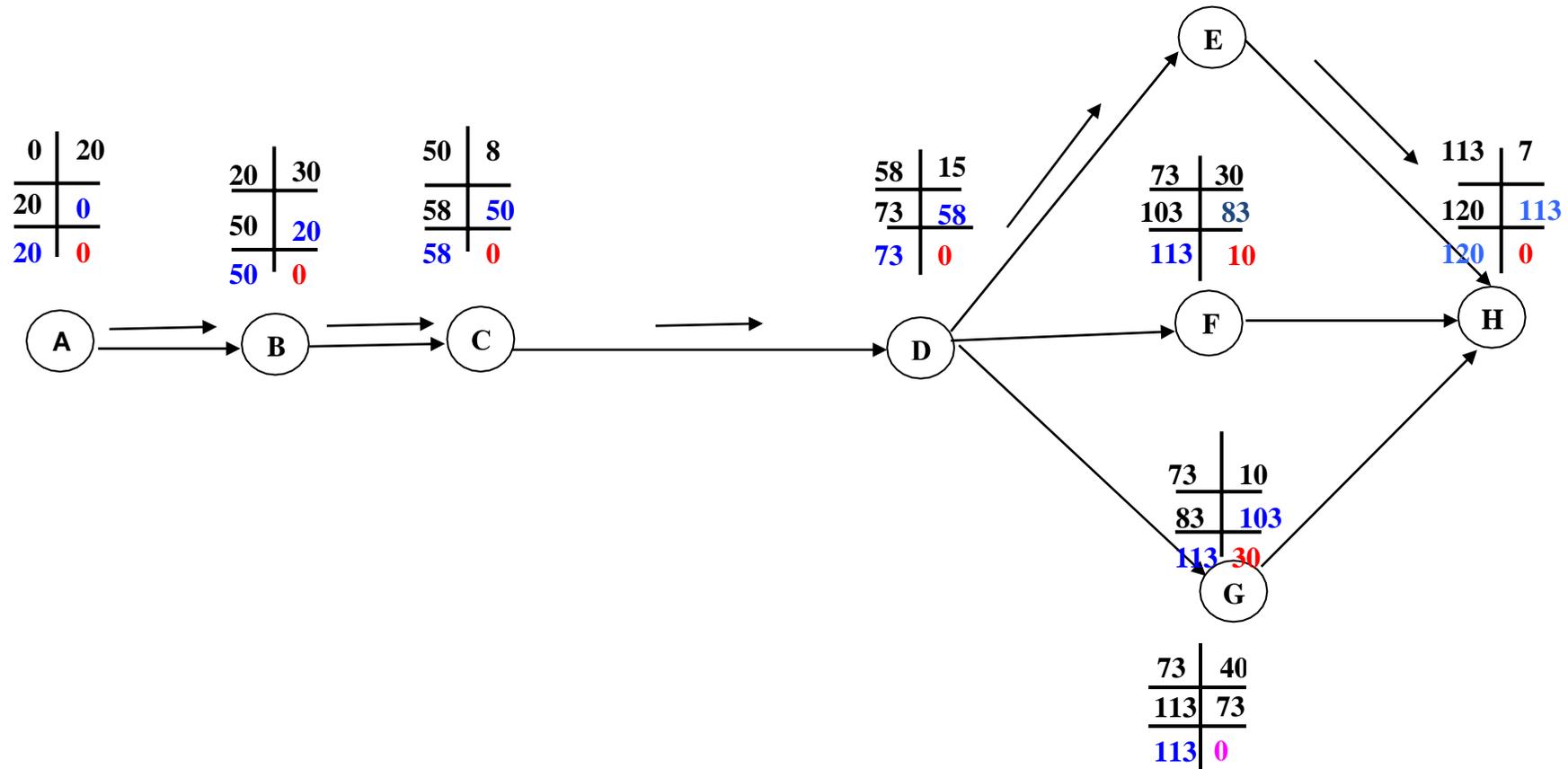


Figure VI. 06 : Réseau a Nœud

La durée de notre projet est 120 jours

b. Estimation du cout de projet

Tableau VI.04 : Devis quantitatif estimatif

	Désignation des travaux	Quantité	unité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	déblai	6191	m ³	250	1547750
	remblais	3615	m ³	200	723000
	transport	2576	m ³	250	644000
Travaux de génie civil	Béton de propreté	209	m ³	8000	1672000
	Béton armé	450	m ³	40000	18000000
	Conduites en béton Armé	34	ml	20000	680000
	Gabion	626	ml	4000	2504000
	TVN	209	m ³	1000	209000
Montant total					25 979 750
Montant total avec TVA (19%)					30 915 903
Trois milliards quatre vingt onze millions cinquante-neuf mille trois cents dinars					

Après avoir fait le devis estimatif et quantitatif de tout ce qui concerne notre oued (terrassement, génie civile) le coût total de la ville de **BORDJ BOUNAAMA** est de : **30 915 903 DA** ce qui confondu au lettre : **Trois milliards quatre vingt onze millions cinquante-neuf mille trois cents dinars.**

Conclusion

On peut conclure que cette phase est très importante pour suivre toutes les étapes de réalisation du projet, en notant toutes les remarques et le taux d'avancement des travaux dans le cahier de charge.

La bonne organisation permet de respecter la qualité des travaux, les prix et les délais pour satisfaire le client, et de suivre les prescriptions techniques du cahier de charge, le plan d'exécution du projet sera régi par le bureau d'étude et le maître de l'ouvrage.

le coût estimatif total de l'étude de la ville de **BORDJ BOUNAAMA** est de :

30 915 903DA ce qui confondu au lettre : **Trois milliards quatre vingt onze millions cinquante-neuf mille trois cents dinars.**

Conclusion générale

Notre travail a pour objectif de faire une Etude d'aménagement d'un Oued traverse la partie Est de la ville de « **BORDJ BOUNAAMA, Wilaya de Tissemsilt** » pour protéger la ville contre les inondations.

Pour se faire, trois phases séquentielles et complémentaires ont été étudié :

La première phase comporte une étude hydrologique pour estimer et quantifier le débit retenue à notre bassin versant, la seconde phase : le diagnostic qui vise à relever les anomalies et les contraintes imposé sur le site dans le but de tracer le plan d'aménagement nécessaire à notre zone d'étude et la dernière phase consiste à déterminer les volume des travaux , les mécanisme d'exécution ,le cout de projet et la de réalisation .

On a conclut que :

- ✓ Après avoir vu plusieurs méthodes d'estimation du débit retenue au niveau de bassin versant nous avons opté à la méthode de Régionale.
- ✓ L'analyse du site est l'un des phases la plus nécessaire pour faire un bon diagnostic afin de déterminer une meilleur variante d'aménagement dans les conditions favorable à l'ouvrage d'évacuation ; nous avons opté au bétonnage (canaux et regards) et le gabionnage.
- ✓ Selon les conditions techniques en utilisant les formules empiriques, nous avons montré que notre ouvrage doit assurer une bonne conductivité dans des conditions d'écoulement permanant uniforme
- ✓ Le débit retenu est de 6.183 m^3 pour une surface de bassin versant de 65 ha.
- ✓ Le devis de projet est d'ordre de 30 915 903 DA
- ✓ Période de Réalisation est de 4mois.

Références bibliographiques

- [1]. B.TOUABIBIA.MANUEL PRATIQUE D'HYDROLOGIE. (Mars2004).
- [2].LENCASRE.A. HYDRAULIQUE GENERALE. (2002).
- [3]. RICHARDO.SINNIGER-WILI H.HAGER, CONSTRUCTION HYDRAULIQUES.
Edition Presse Polytechniques et Universitaire Romandes.
- [4]. OLIVIER BONNEFOY. MECANIQUE DES FLUIDES ET TRANSFERT.ENSM
- [5]. B.SALAH. ASSAINISSEMENT DES EAUX USEES ET PLUVIALES DES
AGGLOMERATION. Edition ENSH (BLIDA)
- [6]. MEDDI.M. HYDROLOGIE SCIENCE ET TECHNOLOGIE, Vol. 7, No. 1, 2017. Edition
ENSH (BLIDA)
- [7]. CRSTRA. RISQUES NATURELLES : INONDATION, PREVISION, PROTECTION.
Université de BATNA

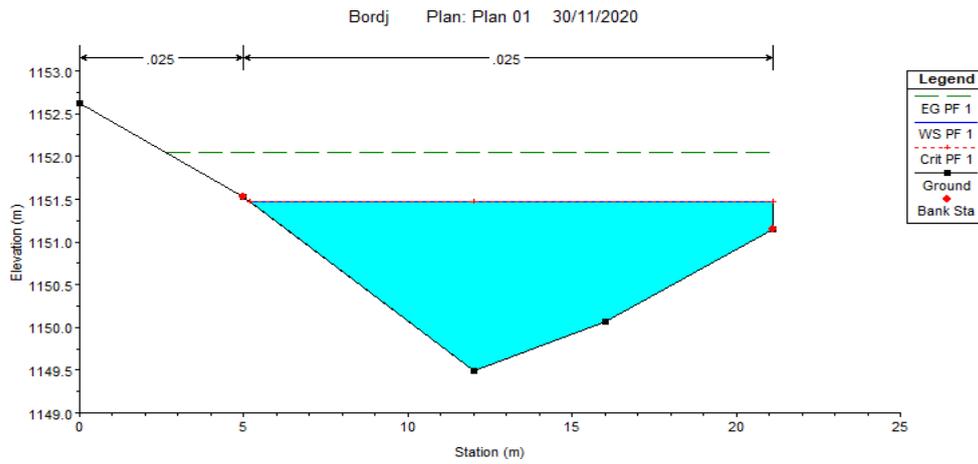
Annexes

Annexe n°1 : Table de PEARSON

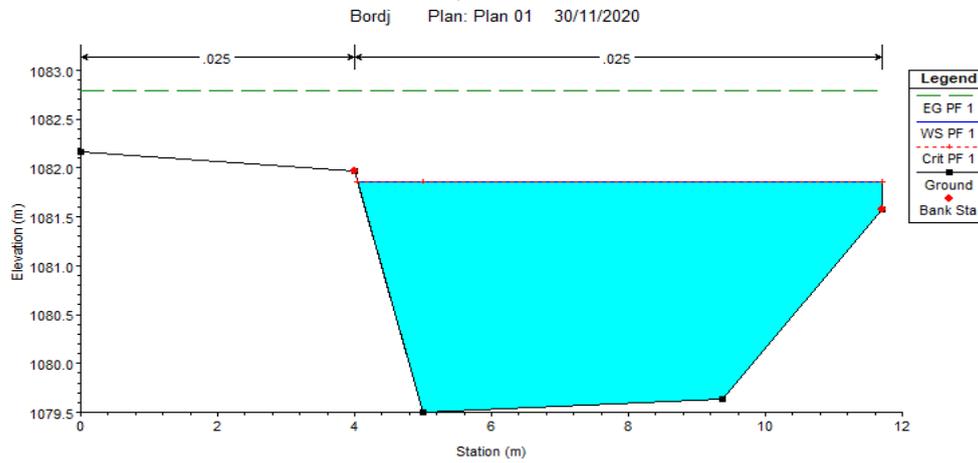
$\gamma \backslash P$	0.9	0.5	0.3	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01	0.001
1	0.016	0.455	1.074	1.642	2.705	3.841	5.412	6.635	10.827
2	0.211	1.386	2.408	3.219	4.605	5.991	7.824	9.210	13.815
3	0.584	2.366	3.365	4.642	6.251	7.815	9.837	11.345	16.266
4	1.064	3.357	4.878	5.989	7.779	9.488	11.668	13.277	18.467
5	1.610	4.351	6.064	7.289	9.236	11.070	13.388	15.086	20.515
6	2.204	5.348	7.231	8.558	10.465	12.592	15.033	16.812	22.457
7	2.833	6.346	8.383	9.803	12.017	14.067	16.622	18.425	24.322
8	3.490	7.344	9.524	11.030	13.362	15.507	18.168	20.096	26.125
9	4.168	8.343	10.656	12.242	14.684	16.919	19.679	21.666	27.877
10	4.865	9.342	11.781	13.442	15.987	18.307	21.161	23.209	29.588
11	5.578	10.341	12.899	14.631	17.275	19.675	22.618	24.725	31.264
12	6.304	11.340	14.011	15.812	18.549	21.026	24.054	26.217	32.909
13	7.042	12.340	15.119	16.985	19.812	22.362	25.472	27.688	34.528
14	7.790	13.339	16.222	18.151	21.064	23.685	26.873	29.141	36.123
15	8.547	14.339	17.322	19.311	22.307	24.996	28.259	30.578	37.700
16	9.312	15.328	18.418	20.465	23.542	26.873	29.633	32.000	39.250
17	10.085	16.338	19.511	21.615	24.769	28.259	30.995	33.409	40.790
18	10.865	17.338	20.601	22.760	25.989	29.633	32.346	34.805	42.310
19	11.651	18.338	21.689	23.900	27.204	30.995	33.687	36.194	43.820
20	12.443	19.337	22.775	25.038	28.412	32.346	35.020	37.236	45.315
21	13.240	20.337	23.858	26.171	29.615	33.687	36.343	38.932	46.797
22	14.041	21.337	24.939	27.301	30.813	35.020	37.659	40.289	48.268
23	14.848	22.337	26.018	28.429	32.007	35.172	38.968	41.638	49.728
24	15.659	23.337	27.096	29.553	33.196	36.415	40.270	42.980	51.179
25	16.473	24.337	28.172	30.675	34.382	37.652	41.566	44.314	52.620
26	17.292	25.336	29.246	31.795	35.563	38.885	42.856	45.642	54.052
27	18.114	26.336	30.319	32.912	36.741	40.113	44.140	46.963	55.476
28	18.932	27.336	31.391	34.027	37.916	41.337	54.419	48.278	56.893
29	19.768	28.336	32.461	35.139	39.087	42.557	46.693	49.588	58.302
30	20.599	29.336	33.530	36.250	40.256	43.773	47.962	50.892	59.703

Annexes

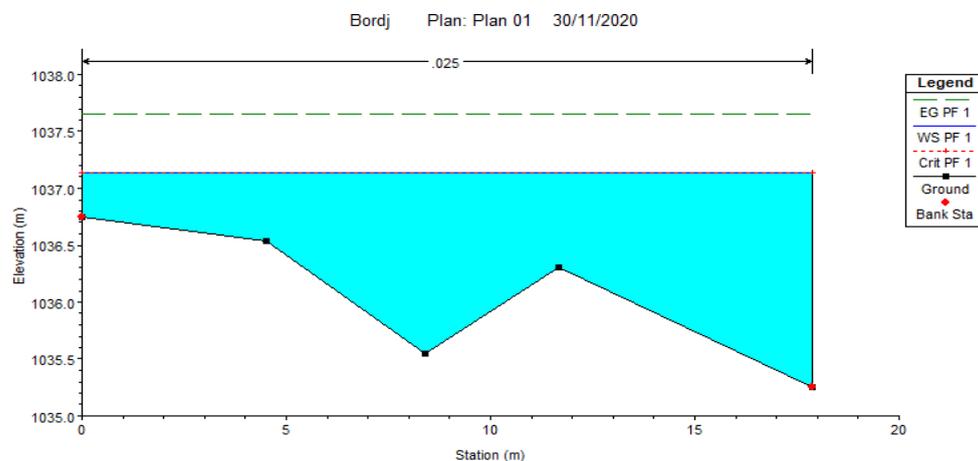
Annexe n° 02 : section inondables (X=10.650km ; Y=4.500 km ; Z=1149.5m)



Annexe n° 03 : section inondables (X=10.200km ; Y=3.800 km ; Z=1079.5m)



Annexe n° 04 : section inondables (X=10.400km ; Y=4.250 km ; Z=1035.5m)



Annexes

Annexe n°5 : Modèle de ruissellement du Curve Number de SCS

Le modèle de ruissellement développé par le Soil Conservation Service (SCS) de l'USDA relie le cumul de ruissellement à l'exutoire du BV $Q(t)$ au cumul de la pluie brute $P(t)$ de la relation suivante :

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S}$$

I_a : Pertes initiales elles interviennent en début d'un événement pluvieux avant le commencement du ruissellement .elle se produisent par l'interception par la végétation, stockage dans les dépressions et infiltration.

S : Capacité d'infiltration maximale du sol en mm.

Cette équation repose sur l'hypothèse qu'une fois les pertes initiales satisfaites le rapport entre le volume effectivement ruisselé Q et le potentiel maximal de ruissellement $(P-I_a)$ est égal au rapport entre le volume effectivement infiltré F et le potentiel maximal d'infiltration S .

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{P - I_a} \quad (1)$$

Le volume effectivement infiltré F ayant pour expression $F=P - I_a -Q$ (2) on obtienne l'équation générale du modèle en combinant (1) et (2).

Paramètres du modèle SCS :

Les paramètres d'ajustement du modèle sont I_a et S .

On admet généralement que I_a et S sont liés par la relation $I_a=0.2S$

Pour estimer S , on utilise un coefficient d'aptitude au ruissèlement intermédiaire appelé Curve Number (CN) qui dépend du type du sol de la condition d'humidités initiales du sol et de l'occupation du sol.

Il varie entre 0 et 100 (ses valeurs sont d'autant plus grands que les surfaces sont imperméables)

On peut alors calculer S : $S = 24.5 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right)$ unité mm.